

1 INTRODUÇÃO

A Engenharia de Fundações é uma área de conhecimento que envolve estudo, experiência e precaução, para encaminhar soluções à grande diversificação dos problemas que se apresentam. A previsão das cargas admissíveis para um elemento de fundação e a profundidade ideal para sua implantação tem, muitas vezes, solução complexa a ser estabelecida pelo engenheiro. O principal problema reside na dificuldade em identificar a composição dos solos, os quais juntamente com os elementos de fundação constituem a infra-estrutura.

A quantidade de dados necessária à determinação das fundações é relativa a cada situação, oscilando em função de variáveis como: porte da edificação, funcionalidade, concepção estrutural adotada, problemas relativos ao solo, entre outras. Segundo SCHNAID (2000), o custo envolvido na execução de sondagens de reconhecimento, no Brasil, varia entre 0,2 e 0,5% do custo total da obra, sendo que essas informações geotécnicas são indispensáveis na previsão dos custos para a solução de projetos. Porém existem casos em edificações residenciais, onde estes valores podem alcançar 3 e 4%. Nestas situações, cabe ao projetista avaliar cada caso, qualificando a implantação da infra-estrutura.

A seleção de determinado tipo de fundação e a previsão das cargas admissíveis, que seus elementos poderão transmitir com segurança ao solo, representam grande desafio para a elaboração de um projeto geotécnico.

Na escolha de fundações adequadas às condições existentes, freqüentemente, o profissional trabalha com dados incompletos e/ou imprecisos, sendo, neste caso, de fundamental importância a análise qualitativa das informações.

A procura por informações complementares da região em estudo, como um mapeamento geotécnico, contribui ao conhecimento qualitativo necessário, na definição da técnica a ser empregada e no dimensionamento de cada situação, possibilitando que as infra-estruturas ofereçam credibilidade e segurança às respectivas edificações.

A Fundação corretamente projetada deve suportar as cargas atuantes, distribuindo-as, de modo satisfatório, sobre a superfície de contato na qual se apóia. Esta distribuição não deve gerar tensões que possam provocar ruptura na massa do solo subjacente, bem como inclinações e recalques significativos ao conjunto estrutural.

Este trabalho apresenta-se estruturado a partir de uma revisão de literatura, que estabelece conceitos inerentes a esta pesquisa (Capítulo 02); a seguir procede-se à caracterização da área de estudos (Capítulo 03). O Capítulo 04 descreve a metodologia empregada; posteriormente encontram-se as manifestações patológicas provenientes de problemas em infra-estruturas e a análise das fundações aplicáveis a área em estudo (Capítulos 05 e 06), respectivamente. Finaliza-se com as considerações finais, abordadas no Capítulo 07.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Geral

Identificar os elementos de fundação mais indicados a serem empregados em edificações, nos diferentes perfis geotécnicos que compõem o município de Florianópolis.

1.1.2 Específicos

- a) Analisar as manifestações patológicas em edificações já concluídas, decorrentes de problemas geotécnicos nas fundações;
- b) Pesquisar o comportamento dos elementos de fundação quanto a sua capacidade de suporte e interação em diversos perfis geotécnicos do município;
- c) Sistematizar as soluções mais apropriadas para os perfis geotécnicos característicos da região de Florianópolis.

1.2 JUSTIFICATIVA

O trabalho aqui proposto terá grande importância do ponto de vista construtivo para a região abordada. Atualmente, os projetos de infraestrutura de grande parte das edificações são concebidos mediante laudos de sondagem, que muitas vezes apresentam-se insuficientes para investigação dos perfis de solo. A ausência de informações preliminares, aliadas à falta de um estudo técnico mais aprofundado na indicação de diretrizes ao projeto, pode acarretar problemas de recalques, sejam estes uniformes, diferenciais ou distorcionais, implicando em custos extras para a obra. Cabe enfatizar que, as teorias clássicas empregadas na Mecânica dos Solos foram desenvolvidas, em geral, para solos de climas temperados e, nem sempre, se adaptam a região subtropical, a qual será abordada.

O levantamento de problemas patológicos é fundamental na confirmação da relevância do trabalho a ser realizado e na indicação de medidas profiláticas para futuras edificações. A análise destes problemas requer determinado cuidado, tanto na concepção de estruturas quanto no aspecto executivo, tendo em vista a existência de quadros de fissuração, os quais podem explicar-se por mecanismos diversos.

Por fim, pretende-se proporcionar diretrizes para a implementação de novos projetos, bem como, fornecer subsídios úteis à resolução de problemas correntes de Engenharia, contribuindo desta forma, para a segurança e bem estar dos usuários de edificações e, ainda, para a prevenção de eventuais desvalorizações de imóveis relacionadas a problemas em infra-estruturas.

2 REVISÃO DE LITERATURA

O termo fundação é utilizado para designar a parte de uma estrutura que transmite ao terreno subjacente seu próprio peso, o peso da superestrutura e qualquer outra força que atue sobre ela. A fundação é, portanto, o elemento de ligação entre a superestrutura e solo.

Conforme SPERNAU (1998), a escolha por um tipo de fundação deve se realizar mediante os seguintes aspectos:

- a) As cargas da estrutura devem ser transmitidas às camadas de terreno capazes de suportá-las sem rupturas;
- b) As deformações das camadas de solo subjacentes às fundações devem ser compatíveis com as da estrutura;
- c) A execução das fundações não deve causar danos a estrutura vizinha, como trincas por cravação de estacas ou alteração no nível do lençol freático;
- d) Ao lado do aspecto técnico, a escolha do tipo de fundação deve apresentar também viabilidade econômica.

Na realização do projeto estrutural, o projetista da superestrutura deve tomar conhecimento dos prováveis recalques que as fundações poderão apresentar, para que possa considerá-los como esforço a ser absorvido pelas diversas peças estruturais.

2.1 ORIGEM E FORMAÇÃO DOS SOLOS

Segundo JENNY (1941) apud OLIVEIRA et al. (1991), os fatores responsáveis pelo processo de formação dos solos são cinco: clima, relevo, seres vivos, materiais de origem e tempo. Neste sentido destaca-se que, cada solo é produto do efeito de todos os seus fatores de formação.

O relevo pode ser a principal causa para o desenvolvimento de determinados solos, porém, as diferenças do relevo estão associadas a variações na vegetação,

ao regime hídrico do solo e a capacidade de drenagem.

OLIVEIRA et al. (1991) defende que: “O clima e os seres vivos podem ser tidos como fatores ativos que exercem ações modificadoras, provêm energia e fornecem compostos líquidos, gasosos e sólidos orgânicos. O relevo é responsável, sobretudo, por condicionamentos modificadores das ações exercidas pelos anteriores, sendo responsável pela duração em que as ações exercidas possam operar-se. O material originário responde pela diversidade de matéria prima fundamental, passível das modificações quanto à constituição que se venham a operar à medida que se processe a formação dos solos”.

Conforme CAPUTO (1996), normalmente esses processos de decomposição dos solos atuam simultaneamente, sendo que, em determinados locais e condições climáticas, um deles pode ter predominância em relação ao outro. Desta forma pode-se afirmar que os solos se diferenciam entre si pela sua rocha de origem e os diferentes agentes de alteração a que estão submetidos. Quanto a sua formação geológica os solos podem classificar-se em:

a) Solos Residuais

São solos que mantêm sua macroestrutura oriunda da rocha matriz nítida. Observa-se uma gradual transição do solo até a rocha e um conseqüente crescimento da resistência com a profundidade. Em geral, os perfis geotécnicos destes solos apresentam-se de forma simples e regular, isto é, com camadas aproximadamente paralelas entre si.

b) Solos Sedimentares

São os solos originados a partir da ação de agentes transportadores, podendo ser, eólico, glacial, aluvial e coluvial. Na presença destes dois últimos deve-se ter um cuidado especial, pois eles podem indicar altas resistências nas sondagens. Isto porque, estes solos apresentam-se na forma de perfis geotécnicos erráticos, com ocorrência de lentes (manchas) de solo mole em meio a camadas duras e de atitude (mergulho da camada) indefinida. As texturas dos solos sedimentares podem variar conforme o agente transportador e a distância de transporte.

c) Solos de Formação Orgânica

Solo formado pela mistura homogênea de matéria orgânica decomposta seja de natureza vegetal (plantas, raízes) ou animal (conchas), apresentando geralmente cor preta ou cinza-escuro.

d) Solos Colapsíveis

Os solos colapsíveis são parcialmente saturados e apresentam uma rápida e considerável redução de volume quando submetidos a um aumento brusco de umidade, sem que haja variação na tensão total a qual estão submetidos. Quando o solo é saturado os meniscos capilares, formados pelos vazios dos solos, se desfazem, e a tensão efetiva diminui. Tal fato, se interpretado pelo princípio das tensões efetivas, deveria ter efeito contrário e provocar um aumento de volume. Contudo, a redução da tensão de sucção provoca um enfraquecimento das ligações entre as partículas e pequenos escorregamentos entre elas, gerando compressões extras no solo. Este fenômeno pode ocasionar recalques em fundações assentes sobre estes solos.

Conforme MENDONÇA e MAHLER (1994) apud HACHICH et al. (1998), o comportamento colapsível dos solos está intimamente relacionado com a estrutura do solo e conseqüentemente com seu processo de formação. Assim, partículas de argila podem “cimentar” partículas maiores de quartzo, enquanto secas. No caso dos solos laterizados o óxido de ferro é o agente cimentante.

e) Solos Expansivos

São aqueles que apresentam uma expansão quando colocados em condição de absorver água. A expansibilidade dos solos está intimamente ligada às características do mineral presente na argila e seu percentual na constituição do solo. Desta maneira, minerais como a esmectita, caracterizada pelo pequeno tamanho e grande superfície específica, possuem grande capacidade de absorção de água entre as camadas estruturais do solo.

A identificação do grau de expansibilidade dos solos pode ser realizada: através da percentagem da fração de argila, do índice de plasticidade, da atividade

ou capacidade de troca de cátions. Estes índices apontam a avidez do solo pela água.

2.1.1 Pedologia

A pedologia é a ciência que estuda os solos, sua caracterização, gênese e classificação, KAMPF et al. (1987) apud SANTOS (1997). No Brasil tem sido muito pouco utilizada na área da geotecnia.

A Norma Brasileira de “Rocha e solos”, NBR 6502 (1995), define a classificação pedológica de classes de solos e suas subdivisões, segundo os seguintes critérios:

- a) Grau de evolução do solo e desenvolvimento do seu perfil;
- b) Presença de determinados tipos de argila;
- c) Tipo de distribuição da matéria orgânica que influi no perfil;
- d) Presença de certos fenômenos fundamentais de evolução.

Na pedologia o perfil de intemperismo é constituído por uma sucessão de camadas denominadas horizontes. Estes horizontes são diferenciados, em geral, pela cor, textura, estrutura, consistência e presença de material orgânico.

Os principais horizontes são representados pelas letras “A”, “B”, “C” e “R”. Os horizontes “A” e “B” representam o solo superficial com maior grau de evolução pedogenética. O material de origem, alterado pelos processos de intemperismo, é chamado de horizonte “C”. A rocha sã corresponde ao horizonte “R”. Nos perfis geotécnicos é necessário introduzir o horizonte “RA”, que corresponderia à rocha alterada.

A pedologia classifica os solos em função dos diferentes graus de desenvolvimento do horizonte “B”. Desta maneira, os solos com horizonte “B” mais desenvolvido não apresentam a estrutura e os minerais primários da rocha de origem, sendo conhecidos dentro da Mecânica dos Solos, como solos residuais maduros. As definições dos principais horizontes diagnosticados pela pedologia,

abaixo relacionadas, foram adaptadas por DAVISON DIAS (1985) apud SANTOS (1997), visando o mapeamento geotécnico:

- a) **Horizonte B textural:** caracteriza-se por apresentar uma variação gradual, aumentando o teor de argila em relação ao horizonte “A” que pode ser devida à imigração de argila (iluviação) e óxidos de ferro do horizonte “A” para o “B”.
- b) **Horizonte B incipiente:** é de pequena espessura (<0,50m) e apresenta certo grau de desenvolvimento com alterações físicas e químicas suficientes para a formação de cor e estrutura, porém insuficientes para decompor totalmente os minerais primários intemperizáveis.
- c) **Solos pouco desenvolvidos:** apresentam pouco ou nenhum desenvolvimento pedogenético. Em geral não apresentam horizonte “B” ou este é de muito pequena espessura.
- d) **Areias Quartzosas:** são solos sem estrutura que apresentam perfis profundos formados por sedimentos areno quartzosos não consolidados. São excessivamente drenados, com teor de argila inferior a 15%.
- e) **Solos Hidromórficos:** são formados com o lençol freático na superfície ou próximo desta, com más condições de drenagem, em áreas úmidas, planícies, pântanos, depressões ou várzeas. Apresentam uma camada escura de matéria orgânica sobre uma camada Gleizada (cinzenta) que caracteriza a redução do ferro. Os solos hidromórficos classificam-se de acordo com a quantidade de matéria orgânica em pouco húmico, húmico e orgânico.

2.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

O reconhecimento das condições do subsolo é de fundamental importância para a realização de um projeto de fundações. Este estudo é normalmente embasado em ensaios de campo ou, quando necessários, ensaios laboratoriais. A ausência de investigações geotécnicas pode acarretar em uma inadequada definição do elemento de fundação empregado, além de outros transtornos, como custos elevados para uma eventual recuperação estrutural.

Segundo a Norma Brasileira de “Projeto e Execução de Fundações”, NBR 6122 (1996), as investigações do subsolo subdividem-se em:

a) Investigações locais:

- ✓ Sondagem com ou sem retirada de amostra indeformada do solo;
- ✓ Ensaios de penetração estática ou dinâmica;
- ✓ Ensaios *in situ* de resistência e deformação;
- ✓ Ensaios *in situ* de permeabilidade ou de determinação de perda d'água;
- ✓ Medições de níveis d'água e de pressões neutras;
- ✓ Realização de provas de carga.

b) Investigações de laboratório:

- ✓ Caracterização (granulometria e limites de consistência);
- ✓ Resistência (cisalhamento direto e compressão simples ou triaxial);
- ✓ Permeabilidade (carga fixa ou variável);
- ✓ Adensamento.

Um bom programa de investigação possibilita a adoção de fatores de segurança menores aos projetos. Conforme a NBR 6122/96, obtém-se uma previsão para os parâmetros de resistência do solo dividindo-se os valores característicos do material pelos coeficientes de ponderação da tabela abaixo.

Quadro 1 - Coeficientes de Ponderação das resistências (NBR 6122/96).

Parâmetro	In situ A	Laboratório	Correlação B
Tangente do ângulo de atrito interno	1,2	1,3	1,4
Coesão (estabilidade e empuxo de terra)	1,3	1,4	1,5
Coesão (capacidade de carga de fundações)	1,4	1,5	1,6

A=Ensaios CPT, Palheta, Pressiômetro; B= Ensaios SPT, Dilatômetro

No planejamento de um programa de investigações geotécnicas deve-se determinar a modalidade, o número, a disposição e a profundidade dos ensaios geotécnicos. Para a realização desta etapa, CAPUTO (1996) considera relevantes os seguintes aspectos:

- a) Natureza e propriedades dos solos;
- b) Sucessão e disposição das camadas do solo;
- c) Posição do nível d'água;
- d) Modelo estrutural adotado (tipo da estrutura, carregamentos e grau de rigidez).

Conforme prescreve a Norma Brasileira de “Programação de Sondagens de simples reconhecimento dos solos para a fundação de edifícios”, NBR 8036 (1983): “As sondagens devem ser no mínimo, de uma para cada 200m² de área da projeção em planta do edifício, até 1.200m² de área. Entre 1.200m² e 2.400m² de área deve-se fazer uma sondagem para cada 400m² que excederem os 1.200m². Acima de 2.400m² o número de sondagens deve ser fixado de acordo com o plano particular da construção”. Em quaisquer circunstâncias o número de sondagens mínimo deve ser de:

- a) Dois para a área de projeção em planta do edifício até 200m²;
- b) Três para área entre 200m² e 400m².

BUENO et al. (1985) recomenda que o posicionamento dos furos de sondagem em planta seja realizado caracterizando o maior número de perfis estratigráficos possíveis, incluindo pelo menos dois furos por perfil. Assim quando o número de furos for superior a dois, os mesmos devem estar desalinhados, aumentando a probabilidade de se detectar mergulhos das camadas de solo.

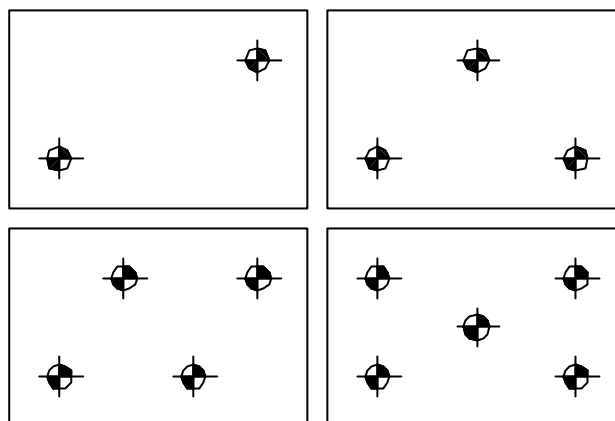


Figura 1 - Sugestões para Locação de sondagens, conforme BUENO et al. (1985).

BUENO et al. (1985) afirma ainda que: “Em casos duvidosos, onde não se julgue suficiente à caracterização dos solos, apresentada pela sondagem à percussão, recomenda-se uma investigação complementar, iniciando através de um poço exploratório, o qual justifica-se pelas seguintes razões”:

- ✓ Rapidez e baixo custo de execução;
- ✓ Confirma a posição exata do nível d’água corrigindo possíveis erros de sondagens;
- ✓ Permite inspeção dos tipos de solo, quando a classificação táctil-visual das sondagens, gerar dúvidas;
- ✓ Pode-se coletar amostras indeformadas em bloco, para ensaio em laboratório no caso de solos coesivos.

Persistindo-se na insuficiência de informações fidedignas, deve-se partir para novas sondagens à percussão, e/ou mistas além do ensaio de penetração estática de cone CPT, no caso de solos argilosos.

Atualmente são utilizados novos e modernos equipamentos de investigação, visando ampliar o uso de diferentes tecnologias para as diversas condições de subsolo. Apresenta-se, a seguir, uma tabela que relaciona as vantagens e limitações dos principais ensaios disponíveis em nosso país:

Quadro 2 - Aplicabilidade e uso de Ensaios in situ LUNNE et al. (1997) apud SCHNAID (2000).

Grupo	Equipamento	Identificação		Parâmetros					
		Tipo Solo	Perfil	u	Ø	Su	Dr	mv	Cv
Penetrômetro	Dinâmico	C	B	-	C	C	C	-	-
	Mecânico	B	A/B	-	C	C	B	C	-
	Elétrico (CPT)	B	A	-	C	B	A/B	C	-
	Piezocone (CPTU)	A	A	A	B	B	A/B	B	A/B
	Sísmico (SCPT/SCPTU)	A	A	A	B	A/B	A/B	B	A/B
	Dilatômetro (DMT)	B	A	C	B	B	C	B	-
	Standart Penetration Test (SPT)	A	B	-	C	C	B	-	-
	Resistividade	B	B	-	B	C	A	C	-
Pressiômetro	Pré-furo (PBP)	B	B	-	C	B	C	B	C
	Auto-Perfurante (SBP)	B	B	A	B	B	B	B	A
	Cone-Pressiômetro (FDP)	B	B	-	C	B	C	C	C
Outros	Palheta	B	C	-	-	A	-	-	-
	Ensaio de Placa	C	-	-	C	B	B	B	C
	Placa Helicoidal	C	C	-	C	B	B	B	C
	Permeabilidade	C	-	A	-	-	-	-	B
	Ruptura hidráulica	-	-	B	-	-	-	-	C
	Sísmico	C	C	-	-	-	-	-	-

Aplicabilidade: A=Alta; B=Moderada; C=Baixa

2.2.1 Sondagens SPT – “Standart Penetration Test”

A sondagem à percussão é o procedimento de investigação geotécnica mais comum na prática dos projetos de fundações. O ensaio consiste, basicamente, na cravação de um amostrador padrão no solo, através da queda livre de um peso de 0,65kN, caindo de uma altura de 0,75m. As características do aparelho utilizado no ensaio são especificadas pela Norma Brasileira de “Execução de Sondagens de simples reconhecimento dos solos”, NBR 6484 (1980). Primeiramente penetra-se 0,15m do amostrador no solo. Em seguida registra-se soma do número de golpes necessários à penetração dos últimos 0,30m, obtendo-se um número “N”, anotando-se separadamente a cada 0,15m.

Esse tipo de sondagem permite determinar a espessura das diferentes camadas do subsolo, além de fornecer a profundidade em que a sondagem à percussão atinge o nível d'água e a camada impenetrável. Possibilita ainda, a identificação do material após a medida da resistência através da visualização e manuseio do solo coletado, obtendo-se uma indicação preliminar da consistência dos solos argilosos, bem como do estado de compactação dos solos arenosos.

Apesar deste ensaio ser o mais empregado na prática da Engenharia de Fundações, apresenta pequena representatividade para um número de golpes entre 0 (zero) e 5 (cinco), ou mediante a presença de pedregulhos. Desta forma, recomenda-se que o *Standart Penetration Test* não seja utilizado como única ferramenta de investigação, exceto no caso de pequenas obras e solos comprovadamente resistentes.

2.2.2 Sondagens Rotativas

Quando uma sondagem alcança uma camada de rocha ou quando, no curso de uma perfuração, as ferramentas das sondagens à percussão encontram solos de alta resistência, blocos ou matacões de natureza rochosa, é necessário recorrer às sondagens rotativas. De acordo com LIMA (1979), a sondagem rotativa tem como principal objetivo a obtenção do testemunho, isto é, de amostras da rocha. No entanto, elas também permitem a identificação das descontinuidades do maciço rochoso e a realização de ensaios *in situ* no interior da perfuração, como por exemplo, o ensaio de perda d'água. Este fator é importante quando se deseja conhecer a permeabilidade da rocha ou a localização das fendas e falhas.

A realização de sondagens exclusivamente pelo processo rotativo, só se justifica quando existe afloramento de rocha, ou quando não há necessidade da investigação detalhada através da coleta de amostras das camadas de solos residuais, sedimentares ou coluviais, que na maioria dos casos recobrem o maciço rochoso.

2.2.3 Sondagens Mistas

Entende-se por sondagem mista aquela que se utiliza dos processos de sondagem à percussão e rotativa, nos terrenos penetráveis e substratos rochosos, respectivamente. Alternam-se os dois métodos de acordo com a natureza das camadas, até ser atingido o limite da sondagem necessário à investigação em questão. Sua execução é recomendável em terrenos com a presença de blocos de rocha e matacões, entremeados às camadas de solo.

O conhecimento das condições geológicas do local poderá indicar previamente a necessidade de um equipamento de sondagem mista, propiciando o reconhecimento do substrato com menores prazos e custos.

2.2.4 Sondagens CPT – “Cone Penetration Test”

A sondagem do solo através do C.P.T. – *Cone Penetration Test*, ou também conhecido por *Deep Sounding*, consiste na cravação lenta, contínua e estática de uma haste de aço com ponteira de área frontal de 10cm² e ângulo de 60° a partir do vértice. Através da cravação da ponteira de aço se obtém duas informações básicas, que possibilitam a determinação de parâmetros do solo:

- a) Resistência de ponta: denominada por “ q_c ”, expressa em kg/cm² ou MN/m²;
- b) Atrito lateral: denominada por “ f_s ”, expresso em kg/cm² ou MN/m².

ROGÉRIO (1984) estabelece que o equipamento é aplicável a solos finos e coesivos, tais como siltes e argilas. Nestes casos, fornecem boa avaliação da estratigrafia das camadas, espessura, uniformidade, permeabilidade e resistência.

O ensaio é automatizado e rápido, pois possibilita uma análise instantânea, através de um gráfico de resistência do solo pela profundidade, que é impresso simultaneamente a sua realização.

2.3 MAPEAMENTO GEOTÉCNICO

De acordo com a UNESCO-IAEG (1976), mapa geotécnico é um tipo de mapa geológico que representa todos os componentes com significância para o planejamento do uso do solo, além de projetos, construções e manutenção, quando aplicados a Engenharia Civil. Os trabalhos de mapeamento geotécnico surgiram em função das diferentes necessidades de cada país, para representar aspectos qualitativos e quantitativos do meio físico. Nesta perspectiva, ZUQUETTE (1987) apud DAVISON DIAS et al. (1998), explica que os mapas geotécnicos constituem ferramentas básicas para inúmeras aplicações, fornecendo subsídios para o planejamento urbano e regional. Os mesmos destinam-se à utilização direta, como por exemplo, cartas de erodibilidade, fundações, escavabilidade, materiais para construção, áreas sujeitas a inundação e risco de erosão potencial.

A elaboração do trabalho de mapeamento e cartografia geotécnica, no Brasil, teve início entre 1965 e 1966, na Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ). Depois deste, diversas pesquisas de caráter metodológico foram sendo desenvolvidas e intensificadas após o ano de 1988. Entretanto, até hoje não se estabeleceu uma metodologia adequada, a qual contemple dados para a elaboração de documentos cartográficos definitivos e de uso genérico, representando com fidelidade as condições de superfície e sub-superfície de áreas extensas.

2.3.1 Metodologia de Mapeamento Geotécnico da UFRGS

Essa nova metodologia, para mapeamento geotécnico desenvolvida por DAVISON DIAS (1985) apud SANTOS (1997), é aplicável a perfis de solos situados em grandes regiões, visando o conhecimento necessário para futuras aplicações em Engenharia, compondo-se das seguintes etapas:

- a) Estudo de escritório;
- b) Estimativas das unidades geotécnicas;
- c) Coleta de sondagens existentes;
- d) Investigação de campo;
- e) Ensaios de laboratório.

O trabalho inicial consiste em analisar os levantamentos de solos, geológicos, topográficos, geomorfológicos, fotografias aéreas, imagens de satélites e todas as informações importantes da região. O mapa geomorfológico separa os relevos em plano, suavemente ondulado, ondulado e fortemente ondulado. De posse deste material produzido, pode-se elaborar a carta geotécnica utilizando os seguintes procedimentos:

- a) Dividir a região em grandes unidades;
- b) Utilizar os resultados dos levantamentos pedológicos para se obter uma estimativa dos principais perfis dos solos existentes na região;
- c) Separar os solos hidromórficos dos não-hidromórficos (estado em que o lençol freático não se encontra no horizonte “B” ou “C”);
- d) Classificar as ondulações no relevo em forte, média e suave, nas unidades situadas em relevo ondulado. As variações de relevo e geologia servem como indicadores das unidades geotécnicas;
- e) Indicar a presença de falhas e fissuras no mapa inicial, além de outros aspectos importantes, estimando as características do horizonte “C” a partir da geologia (mineralogia) e experiências anteriores.
- f) Estimar as unidades geotécnicas através do emprego de dados reunidos e interpretados em um trabalho cartográfico, o qual delimita as zonas de ocorrência de solos pelos perfis de origem, características físicas e morfológicas semelhantes, conferindo unidades homogêneas.

2.4 UNIDADES GEOTÉCNICAS

“Uma unidade geotécnica pode ser definida como uma região formada por perfis de solos que possuem comportamento geotécnico similar frente ao uso e a ocupação do solo”, DAVISON DIAS (1995).

SANTOS (1997) elaborou um mapa geotécnico que encontra-se em anexo, representando as Unidades Geotécnicas que compõem o município de Florianópolis-

SC. A metodologia utilizada na realização do referido trabalho foi elaborada na Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), por DAVISON DIAS (1985) apud SANTOS (1997).

Esta classificação utilizou-se de perfis amostrados em laboratório, investigações de campo e análise de sondagens. Além dos ensaios de caracterização física, as amostras foram verificadas quanto ao seu comportamento mecânico (cisalhamento direto e compressão confinada).

Tendo em vista a complexidade do material estudado e a inexistência de levantamentos anteriores desta significância, SANTOS (1997), adverte que: “O mapa que apresenta as Unidades Geotécnicas, constitui-se num levantamento em nível exploratório, pois a complexidade dos solos tropicais e subtropicais exige ainda, muito estudo de comportamento para que possam ser feitas previsões mais realistas das características geotécnicas de cada unidade”.

A seguir apresenta-se uma síntese das unidades geotécnicas e suas principais características, pré-estabelecidas por SANTOS (1997), para a cidade de Florianópolis.

2.4.1 Unidade PVg

A classe de solos denominada de PVg representa a associação de solos Podzólicos Vermelho-Amarelo com substrato de granito. Esta unidade geotécnica é a mais heterogênea e com maior ocorrência dentre todas mapeadas, encontra-se subdividida quanto ao material de origem dos solos: Granito Ilha e Granito Itacorubi.

A unidade é predominantemente composta por solos originados do Granito Ilha, que se apresentam em cores mais claras em tons de cinza e rosa, com textura grosseira, fato que origina solos predominantemente granulares.

Um perfil típico desta unidade constitui-se dos horizontes: “A”, “B”, “C”, “RA” e “R”. O horizonte “A” é arenoso e apresenta cores, com tonalidades claras de marrom. Em geral, as espessuras dos horizontes “A” e “B” são inferiores a 1 e 3m, respectivamente.

O horizonte “C” é mais profundo, apresentando cores rosadas e amareladas, minerais primários e espessuras que chegam a 25m. Estes se caracterizam por exibir a estrutura da rocha, mostrando claramente os planos de falhas e fraturas remanescentes da mesma, verificando-se a ocorrência, em associações, com solos litólicos. Neste horizonte, o grau de intemperismo varia com a distância da rocha de origem, apresentando uma textura mais grosseira se comparada ao horizonte “B”. Ocorrem variações horizontais que dependem do início do processo de intemperismo segundo os planos de falha da rocha. Os planos iniciais de argilização ficam preservados e interferem na resistência dos taludes. Os solos desta unidade são, em geral, bem drenados, com facilidade de percolação d'água.

O índice de resistência à penetração verificado no ensaio SPT, varia de 5 a 7 golpes para o horizonte “B”, sendo crescente com a profundidade no horizonte “C”. O horizonte “C” apresenta índices de resistência a penetração N_{spt} superior a 10 golpes. A profundidade do impenetrável à percussão é bastante variável, em função da formação de matacões e blocos de rocha, cenário típico do processo de alteração dos granitos.

O granito proporciona uma textura mais grosseira que o diabásio. Todavia, a distinção entre os horizontes “B” de granito e diabásio é bastante complicada. Isto porque, ambos possuem cor vermelha e a denominação do silte ou argila atribuída em campo, muitas vezes, não reflete na granulometria do solo.

Os solos originados da alteração Granito Itacorubi apresentam-se com uma textura média e são mais escuros do que a do Granito Ilha. Esse tipo de rocha origina solos mais argilosos, mais plásticos e mais espessos do que o Granito Ilha. Em geral, estes solos preenchem zonas de falhas, fazendo contato do tipo intrusivo com o Granito Ilha e apresentam espesso perfil de alteração, chegando a, aproximadamente, 20m de profundidade.

2.4.2 Unidades PVd

Apesar do volume relativamente pequeno e da pequena expressão em área, a unidade PVd merece um tratamento diferenciado. Ocorrem, junto aos inúmeros diques de diabásio que cortam os corpos graníticos da ilha. Encontram-se mapeadas

como uma unidade geotécnica separada, pois os diques de diabásio apresentam pequena espessura.

Apesar da significativa diferença de textura e estrutura da unidade do diabásio em relação à do granito, a variação nos parâmetros de resistência “c” e “ ϕ ” do solo no estado indeformado, não é significativa. A diferença de granulometria em relação aos granitos deve-se à variação da textura da rocha de origem. Outra diferença importante é a expansividade do horizonte “C” de diabásio que, no campo, favorece as variações de volume, podendo ocasionar instabilidade de taludes e problemas em fundações, especialmente quando o solo for carregado com tensões inferiores a 50 kN/m², pressão necessária para causar expansão. Isto demonstra a importância de se considerar não só o tipo de solo descrito pela Pedologia, mas também o material de origem, ou seja, a Geologia.

2.4.3 Unidade Cg

Os Cambissolos com substrato granito, identificam-se em campo com uma seqüência de horizontes “A”, “B” incipiente, “C” pouco espesso e “R”. Constituem solos minerais não hidromórficos, bem drenados. A sua textura é variada e não apresentam argila de atividade alta e, conseqüentemente, problemas de expansão, em função do material de origem. Ocorrem próximo ao topo dos morros, num relevo montanhoso que impede o desenvolvimento do horizonte “B”. Apresentam grande número de matacões dispersos em seu meio, sendo esta a principal causa de problemas geotécnicos nesta unidade.

As propriedades destes solos são semelhantes aos da unidade PVg. A distinção fundamental entre eles, é o grau de desenvolvimento do horizonte “B” e sua espessura inferior a 0,5m. Do ponto de vista pedológico, apresentam-se pouco evoluídos devido à topografia íngreme e dissecada onde se encontram. Deste modo, tem-se impossibilitada a formação de camadas espessas de solo.

No mapa de Unidades Geotécnicas, próximo ao topo dos morros, encontram-se mapeados, ainda, os Cambissolos de riolito (Cr). Além destes, estão delineados também os diques de diabásio (Cd), os quais preenchem as zonas de falha. Apesar de serem pouco expressivos em área, são muito relevantes do ponto de vista

geotécnico. Quando o material de origem for o diabásio, pode-se verificar a ocorrência de problemas de expansão, com consequências significativas as obras de engenharia.

2.4.4 Unidades Cde

Os Cambissolos com substrato de depósito de encosta (unidade Cde), apresentam resultados em ensaios de amostras originadas tanto de granito, como de diabásio. Os maiores problemas ocorrem, quando o material de origem do solo for o diabásio, devido as suas características quando intemperizados.

Os solos da unidade Cde apresentam formação coluvionar. Esta característica é muito importante do ponto de vista geotécnico. No caso de se trabalhar com o solo no seu estado natural, os depósitos de encostas podem apresentar problemas na execução de fundações, bem como, na estabilidade de muros de arrimo, pois estes solos encontram-se suscetíveis a mudanças abruptas de sua resistência.

Os Cambissolos de depósito de encostas podem apresentar matacões dispersos, dificultando a execução de sondagens e até influenciando no resultado das mesmas. Além disso, estes materiais não têm estrutura de origem pedológica, podendo apresentar planos de ruptura formando caminhos preferenciais de percolação d'água.

Outro tipo de solo verificado em inclusões, nesta unidade, é o Plintossolo com substrato depósitos de encosta (Pde). Estes compreendem solos minerais hidromórficos, ou com séria restrição à percolação d'água, destacando-se pela sua grande diversidade morfológica.

Em amostras indeformadas, os parâmetros de resistência ao cisalhamento, para o estado inundado, apresentaram coesão variando de 4 a 9 kN/m² e ângulo de atrito interno variando de 30° a 34°.

2.4.5 Unidades Rg e ARg

Os solos litólicos cujo substrato é o granito compreendem a unidade Rg. Estes solos são rasos, pouco desenvolvidos, e se caracterizam pela ausência de horizontes. Isto porque, seus perfis constituem-se de um horizonte “A” pouco espesso sobre um horizonte “C”.

A ocorrência destes, está restrita a algumas pequenas ilhas e costões. Podem ocorrer ainda, associados com Podzólico Vermelho-Amarelo situando-se em relevo ondulado, até escarpado, no topo dos morros e nas encostas. Apresentam-se com características físicas, químicas e morfológicas dependentes do material de origem. Do ponto de vista geotécnico, são solos cujas características estão vinculadas ao substrato rochoso.

A classe dos Litólicos abrange também os afloramentos de rocha (unidade Rg). Nestas duas unidades ocorrem muitos blocos de rocha, os quais mediante a ocupação desordenada tem causado problemas em obras geotécnicas, como é o caso do Morro da Cruz. Neste sentido, destaca-se que restrições geotécnicas à ocupação urbana das unidades R e AR são muito importantes na preservação ambiental, na segurança e na qualidade de vida da população.

2.4.6 Unidade AQrd

Esta unidade compreende as Areias Quartzosas com rampas de dissipação. Seus solos apresentam cor avermelhada pela contribuição dos óxidos de ferro, proveniente do Podzólico Vermelho-Amarelo dos morros de granito. Distribui-se na Ilha formando uma zona de transição entre os morros e as planícies, por sedimentos arenosos de ambiente marinho litorâneo e eólico.

O maior problema desse tipo de material é a erodibilidade. Neste aspecto, a proximidade dos granitos, aumenta a proporção de óxidos de ferro, proporcionando maior a resistência à erosão. A presença do solo de granito é identificada facilmente pela coloração avermelhada da areia. A contribuição dos óxidos de ferro auxilia na cimentação dos grãos de areia, proporcionando certo grau de estruturação ao solo. Assim sendo, mesmo no estado natural, é comum verificar-se taludes estáveis de

até 80 graus com 3m de altura.

Nos ensaios de cisalhamento direto destas areias, os parâmetros de resistência apresentam coesão nula e ângulo de atrito interno próximo de 30°, tanto no estado natural como inundado.

2.4.7 Unidade AQsq

As Areias Quartzosas com substrato de sedimentos quaternários são caracterizadas pela cor acinzentada e uma estrutura solta, seja em estado seco ou úmido. Constituem-se quase que exclusivamente por grãos de quartzo e não sofrem variação da textura com a profundidade. Estas areias quartzosas encontram-se nas regiões mais planas da ilha, ocorrendo em relevo plano até suave ondulado.

Os solos da unidade AQsq têm estrutura semelhante aos solos unidade AQrd, no entanto, quando secos, não se apresentam sob a forma de torrões resistentes. Devendo-se ter cuidado ainda maior com a erodibilidade, pois é um material extremamente solto. Para apresentar um bom comportamento como fundação é indispensável o seu confinamento ou, estabilização com um agente cimentante. O lençol freático se encontra, em geral, a profundidades superiores a 2m. O peso específico natural deste material é de 14,5 kN/m³, enquanto que as AQrd possuem 17,4 kN/m³.

Os parâmetros encontrados no ensaio de cisalhamento direto demonstram uma coesão nula e ângulo de atrito entre 27° e 29°, resultado característico de um material arenoso com poucos finos.

2.4.8 Unidade AQsq1

Esta unidade reúne as Areias Quartzosas hidromórficas, compreendendo classes de solos com características semelhantes às areias quartzosas, exceto pelo lençol freático, localizado próximo à superfície.

As Areias Quartzosas hidromórficas não apresentam argila de atividade alta, sendo que possuem boa capacidade de drenagem e mobilização de resistência ao

cisalhamento. Neste sentido, qualquer escavação deve ser imediatamente escorada, para evitar desmoronamentos.

A ocorrência destes solos pode ser verificada junto à praia dos Naufragados, Enseada do Pântano do Sul, Lagoinha do Leste, Lagoa do Peri, às proximidades do aeroporto, da praia do Campeche, no contorno do Canto da Lagoa, no final da Avenida das Rendeiras e no parque florestal do Rio Vermelho, conforme pode ser constatado no mapa em anexo.

2.4.9 Unidade AQsq2

As Areias Quartzosas hidromórficas com solos orgânicos de alta atividade apresentam características de comportamento idênticas às relacionadas para a unidade AQsq1, sendo que os solos orgânicos, característicos da unidade HOsq, ocorrem como inclusão, proporcionando os maiores problemas geotécnicos nesta unidade. A sua ocorrência é verificada nas proximidades do sul da ilha, contornando o mangue do Rio Rato e próximo ao Balneário dos Açores.

Uma característica comum aos solos hidromórficos é presença do lençol freático, próximo à superfície dos terrenos. Este fator proporciona uma menor resistência inicial do solo no estado natural. Nas situações em que estes solos demonstram-se essencialmente arenosos, essa resistência aumenta rapidamente com o carregamento, e recalques ocorrem durante o período da construção. Em contrapartida, um maior percentual de solos argilosos propicia recalques por períodos mais longos, podendo trazer sérias conseqüências às edificações inseridas nesta unidade.

2.4.10 Unidade PZsq

Esta unidade constitui-se da classe de solos Podzol hidromórfico (PZ) e as Areias Quartzosas hidromórficas com substrato de sedimentos quaternários. De um modo geral, ocorrem em grandes áreas com relevo plano, na região Norte da ilha e próximo ao Aeroporto Hercílio Luz.

Os Podzóis da ilha apresentam textura arenosa e, por serem hidromórficos,

apresentam problemas para a instalação de fossas e sumidouros. Além disso, podem apresentar, na base do horizonte B, uma camada extremamente dura, compacta e pouco permeável.

2.4.11 Unidade Gsq

Os solos de Glei com substrato de sedimentos quaternários encontram-se, normalmente, no contorno das planícies de inundação, com o nível do lençol freático próximo à superfície do terreno. Nesta perspectiva, deveriam ser áreas de preservação permanente. A composição destes solos intercala camadas siltico-argilosas e arenosas, ocorrendo freqüentemente, níveis de solo orgânico com baixa capacidade de suporte. As sondagens à percussão são muito importantes para definir as espessuras relativas das camadas de areia e argila. Na presença de aterros, além das sondagens são necessários ensaios de adensamento, para que se obtenha uma estimativa de recalques.

2.4.12 Unidade HOsq

A unidade HOsq é constituída de solos orgânicos de alta atividade com substrato sedimentos quaternários, apresentando textura siltosa e média. Normalmente estes solos são muito compressíveis, e a evolução de recalques torna-se mais rápida quando a matéria vegetal se apresenta em estágio inicial de alteração.

Os solos orgânicos, quando drenados, estão sujeitos a mudanças contínuas de suas características e ao inevitável desaparecimento. São solos de regiões alagadiças onde é desaconselhável a urbanização tanto pela insalubridade do ambiente como pela condição inadequada para a execução de fossas e sumidouros. Apresenta-se em relevo plano, com pequena expressão na ilha, estando a área de maior ocorrência, situada junto ao Rio Vermelho.

Para se implementar fundações, devem ser feitas, pelo menos sondagens à percussão. Nestes ensaios, quando o impenetrável à percussão estiver a profundidades economicamente alcançáveis por estacas pré-moldadas, outros

ensaios de laboratório são dispensáveis.

2.4.13 Unidade SMsq

Esta unidade é constituída por solos de Mangue com substratos de sedimentos quaternários. Considera-se mais como tipo de terreno, do que como classe de solo. Os terrenos são alagados, sob cobertura vegetal de mangue e diretamente influenciados pelo movimento das marés.

Estes solos encontram-se nas partes baixas do litoral próximo a desembocadura dos rios, nas reentrâncias da costa e margens das lagoas. Na ilha destacam-se os Mangues das seguintes localidades: Armação, Tapera, Rio Tavares, Itacorubi, Saco Grande e Ratonés.

Como principais características geotécnicas, estes solos são impermeáveis, hidromórficos, apresentam lençol freático superficial, sem boa capacidade de suporte (índice de resistência à penetração próximo de zero).

As áreas de mangue são protegidas por lei, como de preservação permanente, não sendo permitida sua ocupação.

2.4.14 Unidade DNSq

As dunas com substrato sedimentos quaternários encontram-se designadas na unidade DNSq. São protegidas por legislação específica quanto à ocupação e utilização como material de construção. Nessa unidade encontram-se as dunas e as areias marinhas, as quais se apresentam em constante movimentação, seja pelo vento ou pelas ondas do mar. A movimentação das areias marinhas provoca a remoção do solo de fundações de muros de arrimo e de residências.

2.5 ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO

As fundações são, convencionalmente, separadas em dois grandes grupos:

a) Fundações Superficiais;

b) Fundações Profundas.

2.5.1 *Fundações Superficiais*

As fundações superficiais são as que se apóiam logo abaixo da infra-estrutura e se caracterizam por transmitir a carga ao solo através da distribuição das pressões sob sua base, mas nunca por atrito lateral como nas profundas.

Estas fundações são definidas por dimensionamento geométrico e cálculo estrutural, sendo consideradas as solicitações centradas, excêntricas ou horizontais.

2.5.1.1 Bloco

É um elemento de fundação rígido, de concreto simples, dimensionado de maneira que as tensões de tração nele produzidas possam ser resistidas pelo concreto, sem a necessidade de armadura. Pode ter as faces verticais, inclinadas ou escalonadas, além de apresentar-se em planta com seção quadrada, retangular ou trapezoidal.

2.5.1.2 Sapata

Trata-se de um elemento de fundação em concreto armado, com altura menor que o bloco de fundações, contendo armadura suficiente para resistir aos esforços de tração. Pode ter espessura constante ou variável e sua base, em planta, é normalmente quadrada, retangular ou trapezoidal. Nos casos em que uma sapata é comum a vários pilares, denomina-se sapata associada.

Conforme YAZIGI (1997), a pressão admissível de uma fundação superficial é a pressão transmitida por esta ao terreno, de maneira que os recalques provocados não proporcionem danos a edificação. Além disso, é necessário um coeficiente de segurança satisfatório contra a ruptura ou escoamento do solo e do elemento de fundação.

De um modo geral, BERBERIAN (2001) qualifica a profundidade adotada para assentamento de sapatas segundo o número de golpes das sondagens SPT:

Quadro 3 - Qualificação da camada de assentamento em função do SPT, BERBERIAN (2001).

Número de Golpes do Ensaio "SPT"	Qualificação da Camada
<10	Ruim
10 a 20	Razoável
20 a 25	Bom
25 a 30	Ideal

Além da pressão admissível, VASCONCELOS (2002) destaca que a escolha da profundidade de uma sapata deve ponderar também o fato de alturas menores gerarem sapatas mais flexíveis em detrimento das profundas, cabíveis em pilares que necessitem de maior rigidez por parte da infra-estrutura. A análise da deformabilidade dos materiais que compõem uma fundação por sapatas (solo e concreto), é importante considerando-se que sapatas mais deformáveis que o solo tendem a concentrar as tensões na parte central, junto ao pilar, com pequenas tensões nas bordas. Por outro lado, se a rigidez da sapata for muito maior que a apresentada pelo solo, existe a tendência de concentração de pressões nas bordas.

Salienta-se, ainda, que a base das sapatas tem de ser assentada a uma profundidade suficiente para que o solo de apoio não seja influenciado pelos agentes atmosféricos e fluxos de água. Nas divisas de terrenos vizinhos, salvo quando as fundações estiverem assentes sobre rocha, recomenda-se profundidades superiores a 1,5m.

HACHICH et al. (1998) recomenda que: "As escavações das sapatas se iniciem próximo a um ponto de sondagem permitindo, assim, a verificação dos levantamentos realizados. Comenta ainda que todas as "cavas" devem ser inspecionadas, verificando-se a uniformidade do solo de apoio. De um modo prático e simplificado, considera-se inadequado o terreno onde se consegue penetrar manualmente uma barra de ferro com diâmetro de $\frac{1}{2}$ " (fato que caracteriza o terreno com uma pressão admissível inferior à $0,05\text{kN/cm}^2$). Nestes casos, a escavação deve prosseguir até que se atinja uma profundidade de solo com melhores condições de suporte".

A execução das sapatas deve sempre iniciar pelos elementos posicionados nas cotas mais baixas. O ângulo entre dois elementos contíguos, assentados em cotas distintas, conforme a figura 02, entretanto deve ser igual ou inferior a 45° .

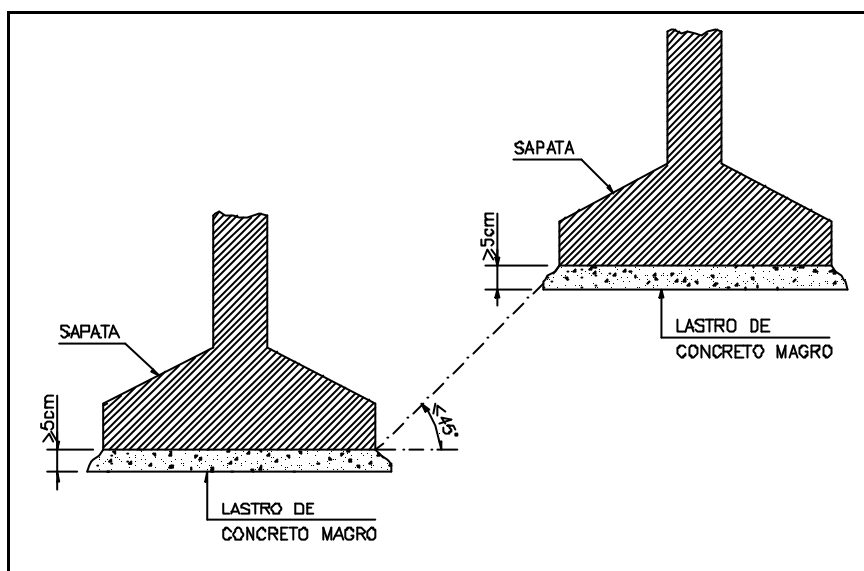


Figura 2 - Limite de declividade entre Sapatas ou Blocos escalonadas

Após a retirada do solo até a cota de assentamento da sapata, deve-se executar um lastro de concreto simples com pelo menos 5cm de espessura. No caso de concretagens em dias chuvosos, cuidados especiais deverão ser tomados com a drenagem do terreno (eventual emprego de bombas) e proteção do concreto recém lançado.

2.5.1.3 Radier

É um elemento de fundação superficial que recebe todos os pilares da obra, ou carregamentos distribuídos (tanques, depósitos, silos, entre outros).

Dentre as vantagens, verificadas no emprego de Radiers destacam-se:

- ✓ A simplicidade e rapidez na execução;
- ✓ A economia ao se utilizar a própria laje de fundo como fundação;
- ✓ Possibilidade de implantação sobre solos menos resistentes - como a área do Radier geralmente é muito grande as pressões transmitidas ao solo são muito

baixas, minimizando os recalques.

Dentre os aspectos que dificultam a aplicação generalizada de Radiers, destaca-se a dificuldade em prever-se com a precisão necessária às deformações deste elemento de fundação, principalmente, sob os pontos carregados e o problema de se estabelecer parâmetros representativos do solo (coeficiente de recalque ou módulo de deformação).

Segundo BERBERIAN (2001), os Radiers subdividem-se em três grupos:

a) Radier Flexível ou em placa;

Este é o Radier onde os pilares descarregam sua carga diretamente sobre a laje de fundação, transformando-a em uma laje cogumelo. O Radier em placa é mais utilizado para pequenas cargas e quando o espaçamento entre os pilares é relativamente pequeno e aproximadamente igual.

O Radier em placa é o mais econômico e o mais simples de ser executado, mas exatamente por ser flexível, devem-se tomar cuidados especiais no cálculo das deformações, com intuito de evitar o puncionamento da laje e para melhor combater os momentos negativos. Para uniformizar as deformações na região dos pilares, é comum projetar-se mísulas ou pedestais em suas bases.

b) Radier nervurado em grelha ou semi-rígido;

O Radier em grelha é constituído por uma laje de fundo, enrijecida por um sistema de nervuras ou de vigas cruzadas. Esta fundação é empregada quando as deformações ou recalques diferenciais, gerados pelo Radier em placas, tornam-se estruturalmente inadmissíveis. Todavia, podem deixar de ser economicamente competitivos com outros tipos de fundações.

c) Radier Rígido celular ou em caixões fechados.

O Radier rígido é formado por duas lajes, uma de fundo outra de teto, paredes e/ou pilares. A principal utilização deste elemento de fundação é no caso de reservatórios e fundações flutuantes, onde as fissuras decorrentes de recalques diferenciais são altamente indesejáveis.

2.5.2 Fundações profundas

As fundações profundas são aquelas em que as profundidades são maiores do que quatro vezes o diâmetro do fuste, e são capazes de transferir carga por atrito lateral. Nestas fundações o mecanismo de ruptura da base não atinge a superfície do terreno. A NBR 6122/94 prescreve que: “Fundações profundas são aquelas cujas bases estão implantadas a mais de duas vezes sua menor dimensão, e a pelo menos 3m de profundidade”.

A profundidade de elementos de fundação cravados no solo é em geral verificada pela “nega”. Segundo YAZIGI (1997), entende-se por “nega” a penetração do elemento de fundação em milímetros, que corresponde a 1/10 da penetração verificada nos últimos dez golpes da cravação. Ao ser fixada ou fornecida, a “nega” deve sempre ser acompanhada do peso do pilão e da altura de queda ou, da energia de cravação (no caso de martelos automáticos).

2.5.2.1 Estacas

A estaca é um elemento de fundação profunda, executada mediante cravação à percussão, prensagem, vibração ou por escavação. Pode-se ainda, executá-la de forma mista, envolvendo mais de um destes processos.

a) Estacas de Madeira

As estacas de madeira apresentam-se como um dos mais antigos elementos de fundação, utilizado em grande escala até um passado recente.

Deve-se, entretanto contestar permanentemente sua durabilidade. Uma vez que a estaca de madeira, abaixo do lençol freático, resiste quase que indefinidamente. Por outro lado, se ela estiver alternadamente submersa, enterrada, ou exposta ao ar, pode ou não apodrecer. Dependendo das condições do solo, da espécie da madeira e do eventual tratamento prestado ao material.

VARGAS (1968) acrescenta ainda que as estacas de madeira não devem ser utilizadas em obras terrestres, sem tratamento, quando ficam inteira ou parcialmente

acima do nível d'água. Estacas de eucalipto, em condições favoráveis ao apodrecimento, apresentam uma vida média de, aproximadamente, cinco anos.

De um modo geral, VARGAS (1968) considera qualquer espécie apta à utilização como estaca, desde que atenda as seguintes especificações:

- ✓ As estacas devem ser obtidas de árvores isentas de defeitos como nós grandes ou apodrecidos, que possam prejudicar sua resistência e durabilidade;
- ✓ Os troncos precisam ser descascados logo após o corte;
- ✓ O diâmetro mínimo da ponta das estacas deve ser de 15cm e máximo de 40cm;
- ✓ As estacas devem ser suficientemente compridas e retilíneas, de modo que uma linha extraída do centro da ponta ao centro do topo, deva percorrer toda a sua extensão.

b) Estacas pré-moldadas em Concreto

Estas estacas podem ser de concreto armado ou protendido e, como decorrência do problema de transporte e equipamento, têm limitações de comprimento, sendo fabricadas em segmentos, MELHADO et al. (2002). Neste sentido as estacas protendidas ganharam espaço, pois possibilitaram minimizar as fissuras decorrentes das solicitações durante o seu içamento e transporte.

O processo de cravação mais utilizado é o de cravação dinâmica, onde o bate-estaca empregado funciona por gravidade. Este tipo de cravação promove um elevado nível de vibração, que pode causar problemas a edificações próximas. O comprimento de cravação real às vezes difere do previsto pela sondagem, levando em conta a necessidade de emendas e cortes.

As estacas pré-moldadas em concreto não resistem a esforços de tração e de flexão e não atravessam camadas resistentes. Entretanto, têm a possibilidade de serem cravadas abaixo do nível d'água.

Segundo AGUIRRE (1976), a fim de reduzir o peso próprio das estacas,

podendo-se assim, diminuir a taxa de armadura ou aumentar o seu comprimento, fabricam-se estacas cilíndricas ocas de concreto centrifugado, comercialmente conhecidas como estacas SCAC – Sociedade Concreto Armado Centrifugado S.A. A sua utilização justifica-se sob subsolos heterogêneos e em alguns solos residuais, onde se torna difícil a pré-fixação do comprimento necessário à cravação.

Como principais vantagens, as estacas SCAC apresentam grande facilidade para emendas reticuladas e uma boa qualidade do concreto. Além disso, a redução de peso, se comparado às estacas pré-moldadas convencionais, permitem um transporte fácil e a cravação com bate-estacas usuais.

Conforme a situação do terreno, pode-se empregar uma ponteira na extremidade das estacas para evitar a entrada de materiais durante a cravação. Nestes casos, geralmente completa-se o interior da estaca com concreto magro. Este procedimento torna-se dispensável, nos solos cuja estrutura pode ser alterada de forma prejudicial, mediante a cravação das estacas.

c) Estacas Metálicas

As estacas metálicas são constituídas por peças de aço laminado ou soldado, tais como perfis de seção “I” e “H”, trilhos, chapas dobradas de seção circular (tubos), quadrada e retangular. Tanto os perfis quanto os trilhos podem ser empregados como estacas em sua forma simples ou composição paralela de vários elementos, HACHICH et al. (1998).

Embora o custo das estacas metálicas ainda seja relativamente alto quando comparada com outro tipo de estaca (não só pelo custo do próprio material como também pela diferença de comprimentos necessários para transferir a carga ao solo), em várias situações a utilização das mesmas se torna economicamente viável, pois podem atender a diversas fases de construção da obra. Além disso, estas estacas permitem uma cravação fácil provida de baixas vibrações, trabalhando bem à flexão e não tendo maiores problemas quanto à manipulação transporte, emendas ou cortes. HACHICH et al. (1998) destaca, ainda, a possibilidade de cravação em terrenos resistentes sem o risco de provocar o levantamento de estacas vizinhas, nem a temeridade de quebras. Outra aplicação vantajosa verifica-se no caso da

existência de subsolos, os quais se estendam até as divisas do terreno, pois podem servir como elemento de contenção na fase de escavação e como fundações dos pilares junto à divisa.

Alerta-se que estas estacas devem sofrer tratamento especial à base de pinturas betuminosas, epóxi, proteção catódica, encamisamento de concreto e/ou emprego de perfis com menor suscetibilidade ao fenômeno da corrosão, conforme prescreve a NBR6122/94. A mesma estabelece ainda, que seja descontado 1,5mm de cada face da estaca no cálculo de sua carga estrutural pelo mesmo motivo.

Uma particularidade executiva das estacas metálicas, refere-se a ligação destas com os blocos de coroamento. Neste sentido, deve-se embutir as estacas pelo menos 0,20m no bloco, posicionando uma armadura de fretagem, através de espiral, posicionada acima da armadura de flexão do bloco.

d) Estacas Franki

Um engenheiro belga pensou em alargar a base das estacas a fim de aumentar a capacidade de carga nestas, assim como na base dos Tubulões. Deste princípio surgiram as estacas Franki, VASCONCELOS (2002).

O seu processo executivo, consiste na cravação de um tubo de aço cuja ponta é fechada por uma bucha de pedra e areia, sobre a qual bate-se um pilão em queda livre com peso de 1 a 3t que arrasta o tubo por atrito, obtendo-se ao final da cravação uma forma estanque.

O concreto usado na execução das estacas tipo Franki possui baixo fator água/cimento, resultando num concreto de “slump” zero, o qual permite o apiloamento previsto no processo executivo.

As estacas tipo Franki apresentam alta capacidade de carga e podem ser executadas a grandes profundidades, não sendo limitadas pelo nível de lençol freático. Devido ao seu processo executivo, MELHADO (2002), alerta para sempre se considerar as condições de vizinhança e peculiaridades do local. Outros inconvenientes referentes ao uso destas estacas dizem respeito ao encurtamento da ferragem (decorrente de concretagem inadequada ou deformação do fuste), e

levantamento de estacas já executadas quando da execução de estacas próximas.

Quando existem camadas muito moles de grande espessura ou onde as condições locais não permitam a execução de estaca Franki comum, pode ser empregada a estaca Franki tubada. Esta consiste na cravação de um tubo com parede entre 8 e 10mm, onde se executa a base e a concretagem, sem a retirada do tubo. Pode-se ainda cravar o tubo normal e introduzir outro tubo mais fino para se concretar o fuste.

Ao contrário das estacas pré-moldadas as estacas Franki são recomendadas para o caso de a camada resistente encontrar-se a profundidades variáveis. Também são perfeitamente aplicáveis a terrenos com pedregulhos ou pequenos matacões.

e) Estacas escavadas sem lama bentonítica

FALCONI et al. (1998) descreve que as estacas escavadas sem lama bentonítica caracterizam-se por serem moldadas no local após a escavação do solo, que pode ser efetuada através de sondas específicas para a retirada da terra, de perfuratrizes rotativas ou, ainda, com trados mecânicos ou manuais, porém estes últimos com possibilidade de atingir pequenas profundidades. As estacas assim executadas são definidas como estacas tipo Strauss, com tubo de revestimento recuperável, estacas escavadas mecanicamente com trado helicoidal e estacas tipo Broca.

As estacas moldadas no local tipo Strauss têm um processo executivo bem simples, consiste na retirada de terra com sonda ou piteira e simultânea introdução de tubos metálicos rosqueáveis entre si, até atingir a profundidade desejada, posteriormente procede-se a concretagem com apiloamento e retirada da tubulação através de guincho. Deve-se ressaltar a importância na retirada desta tubulação para a integridade destas estacas.

São usualmente utilizadas embutindo-se sua ponta em solos coesivos, podendo ser executadas junto às divisas. MELHADO et al. (2002) destaca, também, a possibilidade de emprego em locais confinados e terrenos acidentados, devido à simplicidade do equipamento necessário. Conforme ALONSO (1998), a execução

não causa vibrações, contudo possuem capacidade de carga inferior as estacas pré-moldadas e não são recomendáveis abaixo do nível d'água, principalmente se o solo for arenoso, devido à dificuldade de “secar” o tubo para realizar a concretagem.

A estacas tipo Broca são escavadas manualmente com trado tipo concha e sempre acima do lençol freático. FALCONI et al. (1998) alerta para perfuração manual destas estacas, procedimento que restringe sua utilização a pequenas cargas em função da pequena profundidade alcançada (entre 6 e 8m) e também pela dificuldade em garantir-se a verticalidade dos furos. Deve-se ter cuidado especial também, para que não ocorra o estrangulamento do fuste ou, a introdução de solo no concreto.

Outro tipo de estaca, que pode ser incluída neste grupo é a estaca apiloada, também conhecida como estaca pilão, a qual é executada com o equipamento da estaca Strauss, sem revestimento, a partir da queda de um soquete e posterior preenchimento com concreto. Sua execução é possível em terrenos de alta porosidade e baixa resistência, desde que acima do lençol freático.

f) Estacas em Hélice Contínua

O início do emprego da estaca executada com trado hélice contínua se deu na década de 50 nos Estados Unidos. Daquele período até a atualidade, muitos foram os investimentos sobre este elemento de fundação, tornando-o possível atingir a profundidade de 32m, com diâmetros de até 1,20m.

Conforme ALBUQUERQUE (2001), este tipo de estaca moldada *in loco*, tem a escavação do solo realizada através de um trado contínuo, que possui hélices em torno de um tubo central vazado. Após a sua introdução no solo, até a cota previamente especificada, o trado é extraído simultaneamente com a injeção do concreto através do tubo vazado. O solo confinado entre as pás da hélice é removido, na medida que o trado vai sendo retirado.

O ideal durante a cravação é que se mantenha a progressão de um passo por volta, velocidades inferiores a esta permitem o desconfinamento do solo e a ocorrência de empuxo ativo. Isto pode ocorrer em máquinas pouco potentes, onde eventuais “mordidas” no diagrama de ascensão, devem ser controladas. Em

contrapartida, velocidade de cravação maior que um passo por volta permite a compactação do solo de fundação.

As vantagens da utilização destas estacas segundo ANTUNES & TAROZZO, (1996) e HARTIKAINEN & GAMBIN, (1991) apud ALBUQUERQUE, (2001) são:

- ✓ Ausência de distúrbios e vibrações no terreno, típicos de equipamentos à percussão;
- ✓ Inexistência de descompressão do terreno, como se verifica nas estacas escavadas;
- ✓ Limpeza e rapidez durante a execução;

Por outro lado, BERBERIAN (2001) alerta como possíveis empecilhos ao emprego da estacas em hélice contínua:

- ✓ A importância de um terreno plano e de fácil movimentação para os equipamentos, dentre os quais uma pá-carregadeira para a limpeza e remoção do solo, extraído pela broca;
- ✓ A necessidade de uma central de concreto próxima à obra;
- ✓ Custo elevado, tendo em vista o equipamento específico utilizado.
- ✓ Em solos de baixa resistência as altas pressões do concreto podem levar à ruptura do solo e ao seu alto consumo. Neste sentido deve-se controlar a ocorrência de pressões negativas durante a concretagem (indicativo de estrangulamento da estaca), principalmente na presença de argilas compressíveis, onde eventuais sobre-consumos de concreto são favoráveis ao desempenho destas estacas.

As estacas em Hélice Contínua apresentam ainda um tipo específico, com um grande tubo alma, denominado ômega. Estas estacas podem ser executadas com o mesmo maquinário utilizado para Hélice Contínua. Entretanto, possuem diferença fundamental, na maneira com a qual o solo é transportado à superfície, uma vez que, as estacas ômega não retiram o solo, que permanece comprimido ao redor do fuste da estaca. Enquanto que, durante a execução das estacas em hélice contínua o solo é instantaneamente substituído por concreto plástico, predominando um

empuxo próximo do repouso, não se caracterizando assim como elementos cravados ou escavados.

g) Estacas Raiz

As estacas raiz são estacas escavadas de pequeno diâmetro (7 a 40cm), moldadas *in loco*, através de injeções de cimento sob baixas pressões, aproximadamente 4Kg/cm², BERBERIAN (2001).

Foram desenvolvidas na Itália no final da década de 50, visando principalmente o reforço de Fundações. Suas principais características são a alta capacidade de carga e os pequenos recalques que sofrem, quando comparada as estacas convencionais.

A perfuração é realizada por rotação, em direção vertical ou inclinada, podendo atravessar os mais diversos materiais existentes no solo da fundação, inclusive rochas duras, bem como alvenaria e concreto armado solidarizando-se a estas estruturas. Esta perfuração se processa com um tubo de revestimento, onde a extremidade leva uma coroa de perfuração de tipo adequado a natureza do terreno. Concluída a perfuração, com a inclinação e profundidades previstas, é posicionada a armadura ao longo de toda a estaca, seguida da concretagem à medida que o tubo de perfuração é retirado progressivamente.

A maior parte da capacidade estrutural da estaca é conferida ao atrito lateral, chegando muitas vezes a melhorar as condições de suporte do solo da fundação. DOIX (1985) apud BERBERIAN (2001), relata que, de uma maneira geral, a parcela de resistência de ponta representa entre 15% e 20% da parcela de atrito lateral. Estas características justificam o emprego deste elemento de fundação em situações de reforço e execução de fundações sobre materiais heterogêneos, ancoragens de muros de arrimo, contenção de taludes, proteção para a escavação de galerias, fundações de máquinas, entre outros.

As estacas raiz originaram outro elemento de fundação denominado por micro-estacas. A sua concepção é semelhante a anterior, todavia, utilizam-se de um fuste (tubo de aço perdido, manchete), caracterizando-se por utilizar pressões de injeção bem maiores.

h) Estacas escavadas com lama bentonítica

Segundo SAEZ (1998), existem basicamente dois tipos de estacas escavadas com lama bentonítica:

- ✓ Estações, que são estacas circulares com diâmetro variando, de 0,6 até 2,0m, perfuradas ou escavadas por rotação;
- ✓ “Barretes” ou estacas-diafragma, as quais são executadas com seção transversal retangular ou alongadas escavadas, com o auxílio de “clamshells”.

A execução destas estacas consiste na escavação e preenchimento simultâneo com lama bentonítica. Em seguida ocorre o posicionamento da armadura e lançamento do concreto de baixo para cima, por meio de tubos de concretagem (tremonha), com gradual expulsão da lama substituída pelo concreto.

A lama bentonítica deve apresentar boa estabilidade, propriedades tixotrópicas, tornando-se líquida quando agitada e sólida quando inerte além da capacidade de formar rapidamente uma película impermeável, denominada “cake”, sobre uma superfície porosa.

Nesta perspectiva, apesar das vantagens proporcionadas pela alta capacidade de carga, rapidez na execução, ausência de vibrações e possibilidade de escavações em solos com elevada resistência, são elementos de fundação de difícil inspeção, principalmente, quando atravessam solos compressíveis e/ou no caso de concretagem submersa.

2.5.2.2 Tubulão

Elemento de fundação profunda de grande porte, com seção circular, executado com ou sem revestimento. Pode ser escavado a céu aberto, submerso ou sob ar comprimido (pneumático), e ter ou não base alargada. Até alguns anos atrás, sempre se previa a descida de uma pessoa para escavar ou fiscalizar o interior dos tubulões, contudo, com a mecanização das escavações esta prática não é mais indispensável.

Os tubulões a céu aberto são poços executados sob pressão atmosférica, acima do nível d'água, ou abaixo, caso seja possível bombeá-la sem risco de desabamento. Os poços são abertos com diâmetro mínimo de 0,60m, e as profundidades podem variar até cerca de 30m. Após a escavação e posicionamento da armadura realiza-se a limpeza ou esgotamento da água.

A carga é transmitida até o solo resistente por atrito lateral através do fuste e de uma base alargada tronco-cônica. Durante a concretagem não há necessidade da utilização de vibrador, minimizando a possibilidade de segregação do concreto. Em geral, a resistência característica do concreto não é preponderante neste tipo de fundação, sendo que a resistência característica do concreto, $f_{ck}=15\text{Mpa}$, é suficiente a maioria dos casos. Entretanto, é muito importante para qualquer elemento de fundação moldado *in loco*, que o concreto empregado possua alta plasticidade, (abatimento de pelo menos 10cm verificado no ensaio “slump test”). Desta maneira, obtém-se um concreto mais homogêneo e com menor índice de vazios.

BERBERIAN (2001) destaca que vários projetistas e pesquisadores de infra-estruturas desprezam a contribuição do atrito lateral pelas seguintes razões:

- ✓ Em geral, para os solos e as estruturas normais, o peso do tubulão normalmente se iguala a parcela de atrito lateral;
- ✓ O efeito do tempo de abertura do fuste deteriora a aderência lateral de um tubulão;
- ✓ As deformações necessárias, para mobilizar a resistência lateral por completo são inferiores, àquelas necessárias para consumir toda a resistência de ponta do tubulão. Este fenômeno é tão mais acentuado quanto maior a relação entre a base e o fuste.

MELLO et al. (1993), dentre as peculiaridades previstas no dimensionamento de tubulões, destaca:

- ✓ O diâmetro interno mínimo do fuste para possibilitar a escavação manual é da ordem de 0,7 a 0,8m.
- ✓ Recomenda-se que o diâmetro da base não ultrapasse o triplo do diâmetro do

fuste.

- ✓ O ângulo que a borda da base do tubulão faz com a horizontal deve ter no mínimo 60° para evitar a ocorrência de tensões de tração na base.

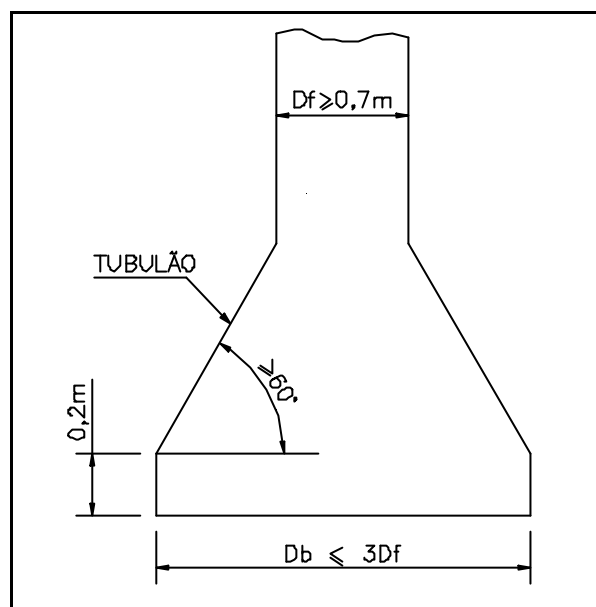


Figura 3 - Detalhes construtivos de um tubulão, MELLO et al. (1993).

Em argilas e siltes rijos a duros, ainda pode-se escavar os tubulões a céu aberto, alguns metros abaixo do nível do lençol freático, utilizando-se bombas submersíveis. As escavações submersas, sob a pressão hidrostática da água, são realizadas mecanicamente com o auxílio de sondas do tipo “Benoto” ou “Clamshell”.

Para obras em que o terreno superior seja instável, ou dentro de lagos e rios, os tubulões podem ser revestidos com camisas de concreto ou de aço. Nestes casos, pode-se adaptar ao tubulão um equipamento pneumático de forma a permitir que os trabalhos sejam executados a seco, com pressão de ar comprimido.

2.5.2.3 Blocos de coroamento

AGUIRRE (1976) definiu os blocos de coroamento como elementos estruturais que solidarizam as cabeças das estacas ou tubulões de uma mesma fundação, ou no caso de uma estaca, é responsável pela ligação do pilar com a

estaca.

Para o perfeito funcionamento das fundações formadas por bloco e estaca, deve-se seguir algumas recomendações:

- a) Em blocos de uma estaca a altura do bloco deve ser da ordem de uma a duas vezes o diâmetro da estaca e pelo menos igual ao comprimento de ancoragem dos ferros de espera do pilar. Além disso, é recomendável que estes blocos sejam ligados por cintas aos blocos vizinhos, ou entre si, no mínimo em duas direções aproximadamente ortogonais.
- b) Quando as dimensões do pilar forem maiores do que da estaca deve-se reforçar a armação superior do bloco;
- c) Na existência de excentricidades entre o eixo do pilar e da estaca, deve-se utilizar cintas para absorver os momentos decorrentes destas excentricidades;
- d) A distância entre a face das estacas com a face do bloco deve ser de 10 à 15cm.

Segundo MELLO et al. (1993), de um modo geral é mais econômico o projeto que utiliza blocos de três estacas para os pilares com carga média dentre os demais. O uso de estacas de diâmetros distintos, por exemplo, 2 ou 3 diâmetros com cargas muito diferenciadas é restrito a obras de maior porte. Salienta-se ainda que nunca se utilizam estacas com diâmetros diferentes em um mesmo bloco.

2.5.2.4 Comparativo entre os Elementos de fundações Profundas

A Tabela a seguir apresenta as principais características de alguns elementos de fundação profunda:

Quadro 4 - Características dos Elementos de Fundação, HACHICH et al.(1998), WOLLE et al. (1993)

Fundações	Vantagens	Desvantagens	Capac. de Carga (kN)
Estacas em Madeira	Baixo custo Facilidade de cortes e emendas Resistente a cravação e transporte	Exclusiva para solos submersos Suscetível ao ataque de microorganismos	100 – 300
Estacas em Aço	Ausência de vibrações Absorve cargas verticais e empuxos horizontais Facilidade para cravação e emendas	Custo elevado Atacável por águas agressivas Comprimentos finais excessivos	200 – 1200
Estacas Pré-Moldadas em Concreto	Não apresentam restrições quanto à posição do lençol freático Concreto de boa qualidade Boa capacidade de carga	Vibrações Armada para transporte e suspensão Limitadas em secção e comprimento Requer jatos d'água p/ a cravação em solos compactos	200 – 800
Estacas Prensadas (MEGA)	Cravação Estática Seção de pequeno comprimento	Necessita de carga de reação p/ cravação	700
Estacas Escavadas Moldadas <i>in loco</i>	Cargas elevadas Eliminam transporte Comprimento variável Evitam vibrações na cravação	Problemas na pega e/ou cura do concreto Desaprumo e/ou descontinuidade do fuste	1500
Estacas Broca	Baixo custo Fácil execução Não provoca vibração	Baixa capacidade de carga Execução limitada acima do N.A.	50-100
Estacas Strauss	Baixo custo, fácil execução Comprimento variável Não apresenta vibrações	Lavagem do concreto resultando em má qualidade Estrangulamento e desvio do fuste Execução limitada acima do N.A.	200 – 650
Estacas Franki (bucha seca)	Comprimento variável Boa qualidade do concreto Cargas elevadas	Seccionamento do fuste em solos argilosos e abaixo do nível d'água Grandes vibrações	600 – 1700
Estacas Raiz	Atravessa qualquer terreno Grande variabilidade de cargas e possibilidade de comprimentos elevados Acesso a locais difíceis	Custo elevado - tecnologia restrita Necessidade de rigoroso controle de qualidade	300 – 1000
Estacas SCAC (concreto centrifugado)	Concreto de boa resistência Fácil emenda Atinge grandes profundidades	Dificuldade de cravação em solos arenosos muito compactos Custo elevado	250 – 1700
Tubulão	Cargas elevadas Ausência de vibrações Possibilita a análise do solo retirado Escavações podem atravessar pedras e matacões Elimina a necessidade de blocos	Presença de água Solos arenosos	500 - 3000

2.5.3 Fundações Mistas

As fundações mistas são aquelas que associam fundações superficiais e profundas. Seu princípio busca aproveitar a capacidade de suporte, mesmo que pequena do solo superficial, minimizando a quantidade de elementos profundos necessários à segurança da fundação.

2.5.3.1 Sapatas sobre Estacas

Estas fundações tratam-se de associações de sapatas com estacas, denominadas por estaca “T” ou “estapada” (dependendo se existe ou não contato entre a estaca e a sapata). A estaca “T” apresenta-se como um novo tipo de estaca pré-moldada, o qual se encontra incorporado a uma sapata ou bloco superficial.

VASCONCELOS (2002), explica que nas estacas estapadas, o elemento de fundação profunda encontra-se isolado da sapata no topo do fuste, enquanto que as estacas “T” são engastadas sob as sapatas. A opção por liberar as ligações entre estacas e sapatas, vem do fato de que cada fundação tem comportamento e recalques diferentes. Daí a necessidade de liberar as sapatas para deslocamentos diferenciados. Para realizar o isolamento entre o fundo da sapata e o topo da estaca pode-se empregar discos de isopor, com espessura equivalente ao recalque admissível para a sapata, em geral 2cm.

2.5.3.2 Radiers Estaqueados

Quando as condições do terreno e as cargas impostas pela estrutura demonstram-se inadequadas às soluções por Radiers, bem como o emprego de fundações profundas. Pode-se então reuni-las em uma fundação mista procurando somar o conjunto de vantagens que cada um desses elementos pode oferecer isoladamente. Nesta perspectiva, os Radiers transferem parte das cargas que recebem por tensões de contato em sua base, enquanto que as estacas ou tubulões realizam esta transferência por atrito lateral e pela ponta das estacas.

O crescimento da informática possibilitou a viabilização da teoria dos Radiers estaqueados, facilitando o estudo da interação entre o funcionamento de diferentes elementos de fundação em conjunto. Entretanto, a solução deste tipo de fundação

ainda é complexa, à medida que cresce a necessidade de se averiguar, com precisão, a parcela de carga que cada parte da fundação pode suportar.

2.6 CAPACIDADE DE CARGA DAS FUNDAÇÕES

Para a elaboração de um projeto geotécnico de fundações é necessário que além do conhecimento do perfil do terreno, disponha-se da planta de pilares, com as respectivas cargas nas fundações.

Para as situações em que não sejam conhecidas as cargas nos pilares, fase de anteprojeto ou, para a verificação da ordem de grandeza das cargas apresentadas pelo projetista da estrutura, WOLLE et al. (1993) considera que:

- a) As cargas típicas de edifícios estão em torno de $12\text{kN/m}^2/\text{andar}$;
- b) As cargas típicas de pilares, para edificações com “n” andares, podem ser estimadas como: Cargas pequenas = $100n$ (kN), Cargas médias = $200n$ (kN), Cargas elevadas = $300n$ (kN).

2.6.1 Métodos de Cálculo

De acordo com a NBR 6122/94, a tensão admissível no solo pode ser estimada segundo métodos teóricos, semi-empíricos, provas de carga sobre placa ou por métodos empíricos.

BERBERIAN (2001), procurando contornar as limitações dos métodos empíricos e a indisponibilidade de ensaios laboratoriais, desenvolveu técnicas, ajustes teóricos e correlações que permitem obter os parâmetros necessários através da análise e confronto de provas de carga com resultados teóricos, além dos parâmetros obtidos nas investigações por SPT ou CPT com ensaios de laboratório. Esta nova metodologia ainda não normalizada é conhecida por método paramétrico.

2.6.1.1 Métodos Empíricos

As primeiras recomendações para a estimativa da tensão admissível aparecem na forma de tabelas, em geral constantes de códigos de obras de grandes

idades. A aplicação dos valores de tabelas está sujeita a uma série de limitações envolvendo profundidade de apoio, tipo do solo, existência ou não de camadas compressíveis entre outras.

Nesta perspectiva, BERBERIAN (2001) enfatiza que a validade das correlações depende da localidade, na qual o universo de pontos ensaiados recebe tratamento estatístico. Os métodos empíricos são, na realidade, estimativas grosseiras utilizadas como ponto de partida para o desenvolvimento do projeto.

2.6.1.2 Métodos Semi-Empíricos

São aqueles onde as propriedades dos solos são estimadas com base em correlações, para em seguida serem aplicadas as fórmulas teóricas. A estimativa de parâmetros é feita com base na resistência à penetração medida em sondagem através do índice N_{spt} , ou na resistência de ponta do ensaio de penetração estática do cone, q_c .

Deste modo na ausência de ensaios laboratoriais, estima-se ângulo de atrito interno (ϕ), densidade (γ) e coesão (c) através de correlações com o N_{spt} .

Quadro 5 - Correlação do N_{spt} com (c , ϕ , γ), para areias, BOWLES (1977) apud Bueno (1985).

Compacidade Característica	Muito fofa	Fofa	Média	Compacta	Muito Compacta
Densidade Relativa	0 – 0,15	0,35	0,65	0,85	1,00
SPT	0-4	4-10	10-30	30-50	50
γ (tf/m ³)	1,44 – 1,76	1,76 – 2,08	1,76 – 2,24	2,24 – 2,40	
ϕ (graus)	27-32	30-35	35-40	38-43	

Quadro 6 - Correlação do N_{spt} com (q_u, γ_{sat}) , para argilas, BOWLES (1977) apud Bueno (1985).

Consistência Característica	Muito Mole	Mole	Média	Rija	Muito Rija	Dura
q_u	0 – 0,25	0,25-0,5	0,5-1,0	1,0-2,0	2,0-4,0	4,0
SPT	0-2	2-4	4-8	8-16	16-30	30
γ_{sat} (tf/m ³)		1,6 – 1,92	1,76 – 2,08	1,92 – 2,24		

No emprego de correlações semi-empíricas para a determinação de pressões admissíveis no cálculo de fundações rasas, BERBERIAN (2001), admite que: o número de golpes da sondagem SPT a ser adotado, deve ser a média destes ensaios verificados dentro da zona de plastificação do solo. Isto é, a camada do solo onde se verifica a ruptura em caso de colapso, sendo que sua espessura é aproximadamente igual à largura da fundação abaixo da sua cota de assentamento. Em contrapartida, os recalques se processam a uma profundidade de até quatro vezes a largura da sapata.

2.6.1.3 Prova de Carga

As provas de carga originaram-se antes das conceituações da mecânica dos solos, aplicadas empiricamente na tentativa de obtenção de informações sobre o comportamento tensão-deformação de um determinado solo de fundação.

Este método, aliado a uma adequada interpretação e definição da carga de ruptura é o melhor e mais recomendado método para a definição da capacidade de carga de uma fundação. A prova de carga direta sobre o terreno de fundação tem sua execução regulamentada pela Norma Brasileira de “Prova de Carga Direta sobre o Terreno de Fundação”, NBR-6489 (1994).

2.6.1.4 Métodos Teórico ou Estático Racionais

Consistem na aplicação de uma fórmula de capacidade de carga para a estimativa da tensão de ruptura do solo de apoio, a qual se aplica um coeficiente de segurança, em geral igual a 3 (três), para a obtenção da tensão admissível.

Posteriormente procede-se uma análise de eventuais recalques, que se confirmados determinam o reinício do processo com outros valores para a tensão admissível.

Estes métodos utilizam-se de teorias clássicas, tais como a de Terzaghi, Balla, Bowles, Brinch Hansen e Vesic. Relacionadas a parâmetros do solo: ângulo de atrito interno (ϕ), densidade (γ) e coesão (c).

É importante salientar que, além da imprecisão inerente às fórmulas de capacidade de carga, a aplicação desta metodologia encontra dificuldades de ordem prática na avaliação da resistência ao cisalhamento dos solos envolvidos. Como exemplos, citam-se os casos de sapatas apoiadas em areias ou solos residuais submersos ou não.

2.6.2 Mecanismos de Ruptura do Solo de Fundações

Através da observação do comportamento das fundações em serviço e de modelos de laboratório sujeitos a um carregamento vertical, sabe-se que a ruptura de um solo de fundação ocorre por cisalhamento. BUENO et al. (1985) descreve os três principais tipos de ruptura dos solos de fundação na Mecânica dos Solos:

a) Ruptura Geral

Caracteriza-se pela existência bem definida de uma superfície de ruptura, que vai desde uma cunha triangular situada abaixo da fundação até a superfície do terreno. Este tipo de ruptura é repentino e catastrófico. Em geral, pode proporcionar o tombamento da estrutura. O solo superficial em torno da fundação sofre um empolamento atingindo o colapso em um dos lados.

b) Ruptura por Puncionamento

A punção é o fenômeno de ruptura no qual um elemento de fundação perfura a camada subjacente. Com o aumento da carga ocorre o cisalhamento do solo no contorno da fundação e o movimento vertical de afundamento da estrutura.

c) Ruptura local

Esta é uma condição intermediária entre as rupturas por puncionamento e

geral. Verifica-se quando existem evidências de ruptura somente numa região imediatamente abaixo da fundação, não ocorrendo o tombamento da estrutura.

2.7 TENSÃO DE PRÉ-ADENSAMENTO

A tensão de pré-adensamento em um solo compressível é a máxima pressão que este solo resistiu durante sua história desde sua formação. Seus valores quando comparados com a pressão efetiva atual podem representar três diferentes casos, de grande importância na prática da Engenharia de Fundações:

- a) Quando as tensões de pré-adensamento se equivalem as pressões atuais no solo. Diz-se que este se encontra normalmente adensado;
- b) Para o caso em que as tensões de pré-adensamento são superiores as pressões atuais. Estes solos denominam-se como pré-adensados;
- c) Finalmente, se as tensões de pré-adensamento forem inferiores as pressões atuais. Trata-se de um solo que ainda não atingiu as suas condições de equilíbrio e, portanto ainda se encontra em processo de adensamento pelo próprio peso. Tem-se assim um caso de solo parcialmente adensado, ou sub-adensado. No caso de solos compressíveis, a tensão de pré-adensamento pode ser utilizada como capacidade de suporte do solo, ou seja, separa pequenas de grandes deformações.

2.8 RECALQUE DE FUNDAÇÕES

O volume de vazios dos solos reduz-se quando recebe um acréscimo de tensões, denominada recalque. As fundações tendem naturalmente a acompanhar qualquer recalque do solo no qual se apóiam, deste modo a superestrutura também sofre deformações. Isto se aplica para qualquer tipo de estrutura, sejam edifícios, pontes, estradas ou barragens.

Segundo SIMONS (1981), o recalque admissível de uma estrutura é a quantidade de recalque que esta pode tolerar, e depende de vários fatores, como por exemplo: o tipo de estrutura, a sua altura, rigidez, funcionalidade, localização,

além da magnitude, velocidade e distribuição do recalque.

Conforme GRANT et al. (1974) apud HACHICH et al. (1998), existem quatro tipos de movimentos de fundação.

- a) Recalque: é o deslocamento total sofrido por qualquer ponto da fundação;
- b) Inclinação: descreve a rotação de corpo rígido de toda a estrutura;
- c) Recalque diferencial: diferença de recalques entre dois pontos, após descontado o recalque uniforme e a rotação;
- d) Distorção angular: é a rotação da linha entre dois pontos, depois de descontado o desaprumo.

Na figura abaixo estão representados os quatro tipos de movimentos de fundação (os pontos A, B, C e D são quatro pontos quaisquer de uma fundação, podendo representar pontos ao longo de uma sapata corrida, sob um Radier ou quatro pilares de uma estrutura sendo monitorada).

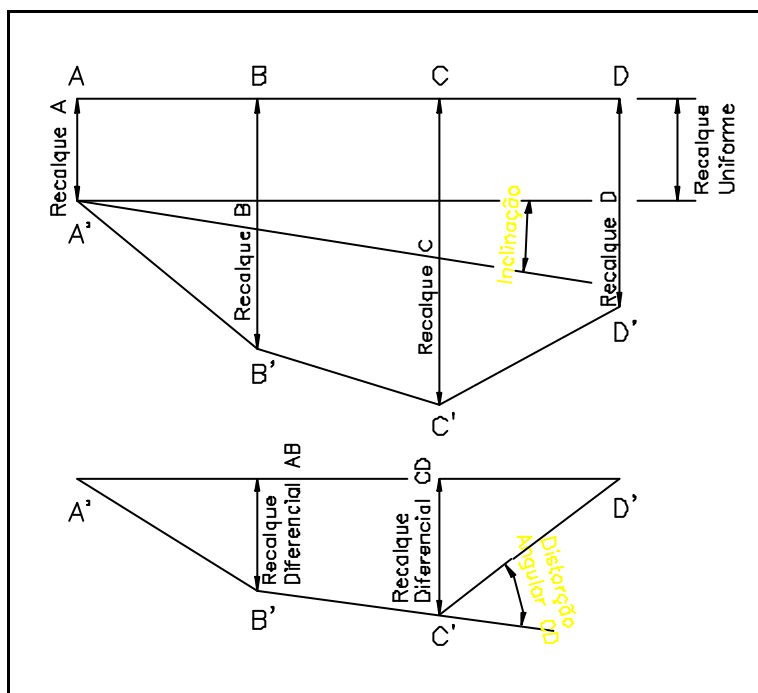


Figura 4 - Tipos de Movimentos de Fundação, GRANT et al. (1974) apud HACHICH et al. (1998).

2.8.1 Parcelas do Recalque em Fundações

Conforme BUENO et al. (1985), o recalque total de um elemento de fundação pode ser subdividido em três parcelas:

a) Recalque imediato ou elástico

Os recalques elásticos ocorrem logo após a aplicação da carga, como decorrência de deformações plásticas no solo sem variação no índice de vazios. Em geral esta parcela é típica de areias, não sendo significativa no recalque total de solos predominantemente argilosos. Estes recalques são obtidos a partir de formulações da teoria da elasticidade, considerando a proporcionalidade entre tensão e deformação nos solos.

b) Recalque primário ou por adensamento

Esta parcela do recalque consiste na redução de volume (redução do índice de vazios), provocado pela expulsão d'água intersticial. É típico dos solos de baixa permeabilidade (argilosos) saturados, ocorrendo quando a pressão geostática efetiva inicial, acrescida da pressão decorrente das fundações, é superior a pressão de pré-adensamento do solo. O tempo necessário para que estes recalques ocorram é maior, quanto menor for a permeabilidade do solo. O seu cálculo é baseado na teoria do adensamento proposta por Terzaghi na década de 30.

c) Recalque de compressão secundária

Ocorre após a dissipação da pressão neutra no recalque primário. São originados por um escoamento visco-plástico do solo, quando as pressões aplicadas ultrapassam a pressão crítica do escoamento. Entretanto, podem aparecer inesperadamente como resultado de um erro de avaliação das cargas aplicadas ou de um desconhecimento da natureza, resistência ou compressibilidade real do terreno. Estes recalques são indeterminados, pois crescem indefinidamente sem necessidade de aumento das pressões. O limite superior verifica-se quando se estabelece o processo de ruptura do terreno de fundações.

De um modo geral as três parcelas de recalques podem ocorrer simultaneamente, contudo, existe a predominância de cada efeito em tempos diferentes. O recalque elástico ocorre primeiro, seguido do adensamento e por fim o recalque por compressão secundária. Assim o recalque total em um solo carregado, pode ser expresso pelo somatório destas parcelas.

2.8.2 Causas de Recalques

Os recalques em edifícios podem ocorrer por diversas causas, dentre as quais, VARGAS (1982), ALONSO (1991), e OLIVEIRA FILHO (1985), destacam:

a) Recalques por deterioração das fundações

Ocorrem a partir do apodrecimento de estacas de madeira, da deterioração do concreto de sapatas, estacas, tubulões ou blocos de fundação. Apresentam-se ainda pela corrosão em estacas de aço, sob a ação de solos e águas agressivas. Estes recalques, em tese, seriam previsíveis e evitados através de medidas normais e de proteção das fundações.

No caso de fundações assentes em locais onde indústrias tenham liberado dejetos no meio ambiente, LOGEIS (1984) recomenda que sejam realizadas análises especiais com relação à contaminação deste solo e da água. Isto apontará a necessidade do emprego de aditivos melhorando a composição do concreto e minimizando o efeito destes ataques.

b) Recalques imprevisíveis

São recalques causados por construção ou escavação vizinha, rebaixamento do nível do lençol freático, subsidências decorrentes de aberturas subterrâneas, terremotos entre outros.

c) Seccionamento do Fuste em Fundações Profundas

Recalques presentes em estacas moldadas no local, como as do tipo Strauss e Franki. Caracteriza-se por um seccionamento do fuste durante o processo de concretagem e remoção do molde. Isto ocorre, principalmente, devido ao emprego

de concretos onde a resistência é priorizada frente à plasticidade.

Estas fundações podem, ainda, atravessar terrenos com fortes correntes subterrâneas de água. Neste caso o concreto pode sofrer um processo de “lavagem”. Dificuldade similar pode surgir ainda na execução de sapatas abaixo do nível d'água.

d) Ruptura da Estrutura de Fundação

Ocorre quando o limite de resistência do elemento estrutural que constitui a fundação, não resiste a ação do carregamento e rompe. Dessa forma, a carga no apoio em processo de recalque é transferida aos demais pilares, formando uma “cadeia” de elevação de cargas. Esta redistribuição de carregamentos representa danos que variam em função do coeficiente de segurança utilizado no cálculo das peças estruturais e da própria fundação.

e) Deformações nas estacas

Costumam ocorrer nas estacas com seções delgadas e que atravessam profundos perfis de solos compressíveis, principalmente argilas orgânicas moles. A possibilidade de ocorrência destas deformações pode aumentar no caso de estacas em perfis de trilho metálico, e no caso de estacas inclinadas, submetidas a significativos esforços de flexão.

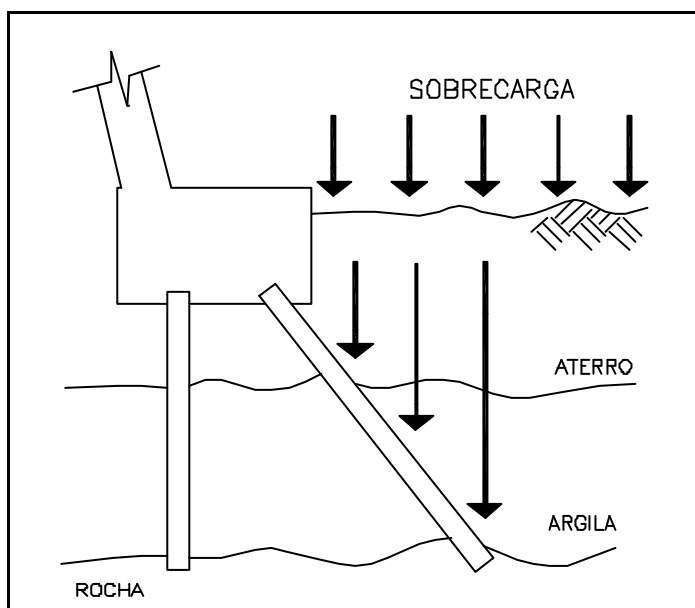


Figura 5 - Estacas inclinadas submetidas a esforços de flexão, CALAVERA (1996).

f) Recalque por Secagem ou Saturação dos Solos

Na edificação onde existam contrapisos ou qualquer camada impermeável sobre uma área vizinha extensa, os solos secam e diminuem de volume por falta de chuva, proporcionando recalque em construções que, durante muitos anos, permaneceram estáveis. Conforme CALAVERA (1996), o sistema de drenagem e a presença de grandes árvores também podem ocasionar problemas semelhantes. A situação inversa também pode ser crítica: terrenos anteriormente cobertos podem apresentar fissuras em construções vizinhas após o aumento do teor de água.

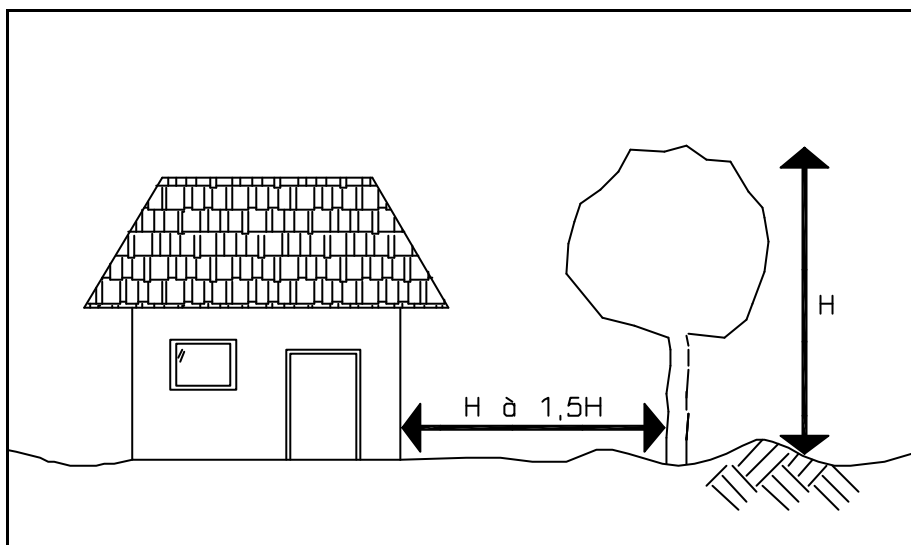


Figura 6 - Distância mínima para que árvores não acarretem em recalques, CALAVERA (1996).

2.8.3 Atrito Negativo

Quando uma estaca atravessa uma camada de solo compressível, pode ocorrer um acréscimo na sua carga axial, que não conste no cálculo da estrutura. Isto se verifica, quando solos argilosos provocam atrito negativo nas estacas durante o processo de recalque. Segundo ALONSO (1989), o recalque desta camada de

solo compressível, ocorre neste caso em função dos seguintes aspectos:

- a) Amolgamento, perda de resistência, da camada compressível provocado pela cravação das estacas;
- b) Recalque da camada compressível devido a uma sobrecarga de aterro, estoque de materiais, entre outras;
- c) Solos parcialmente adensados que recalcam por efeito do peso-próprio.

Existem, ainda, outras causas do atrito negativo nas estacas, entre as quais o adensamento regional provocado por um rebaixamento geral do lençol freático devido a operação de poços artesianos. Outra possibilidade é a ocorrência de recalques por carreamento de partículas do solo, provocados pela percolação da água ou por ruptura de grandes vazios (cavernas), comuns aos solos calcários.

2.9 MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS DECORRENTES DE PROBLEMAS EM FUNDAÇÕES

Conforme CALAVERA (1996), a patologia das edificações estuda tratamentos sistemáticos para os defeitos das construções, suas causas e conseqüências.

O emprego do termo patologia dentro da Engenharia Civil tem origem francesa, sendo assim colocado de forma equivocada. Contudo, na falta de outra expressão gramatical apropriada para este significado, tornou-se comumente utilizado na área da Engenharia.

Os recalques são responsáveis pelas seguintes modalidades de danos em uma edificação:

- ✓ Danos Estruturais: são resultantes do acréscimo dos esforços oriundos dos recalques diferenciais em estruturas, principalmente hiperestáticas.
- ✓ Danos Arquitetônicos: apresentam problemas à estética das construções como, por exemplo, as trincas de paredes e acabamentos, ruptura de painéis de vidro e mármore entre outros.

- ✓ Danos funcionais: estes danos atuam no sentido de impedir que a estrutura trabalhe com o fim para o qual foi projetada ocasionando problemas como o refluxo das redes de esgoto, emperramento de portas e janelas, desgaste excessivo de elevadores entre outros.

2.9.1 Recalques Diferenciais

Segundo BURLAND (1977) apud VERÇOZA (1991), a ocorrência de recalque uniforme não acontece na prática, havendo sempre recalques diferenciais decorrentes de algum tipo de excentricidade de cargas, ou heterogeneidade do solo. Logo, o problema mais comum nas fundações é o recalque diferencial.

Diversos estudos de campo já foram desenvolvidos para se investigar o grau dos danos promovidos aos edifícios, pela ocorrência de recalques diferenciais. BJERRUM (1967) apud SILVA (1998) considera para diferentes distorções angulares, diferentes possibilidades de danos, conforme apresentado na tabela abaixo.

Quadro 7 - Danos causados em função da Distorção Angular

Distorção Angular	Ocorrências previstas
1/600	Possibilidade de trincas em estruturas contraventadas por peças diagonais
1/500	Limite de segurança para obras que não podem apresentar trincas
1/300	Possibilidade de ocorrência das primeiras trincas em alvenarias e paredes em geral Início de problemas com a operação de pontes rolantes
1/250	Limite a partir do qual a inclinação de prédios altos, por efeito dos recalques, começa a ser visível
1/150	Trincas com grandes aberturas começam a surgir em paredes e alvenarias Surgimento de danos nas peças estruturais

2.9.2 Fissuras provenientes de Recalques

O problema mais comum decorrente de um recalque de fundações é o aparecimento de fissuras, tanto em elementos de fechamento quanto em peças estruturais.

É importante salientar que fissuras em paredes nem sempre são devidas às fundações. Assim sendo, o surgimento de uma fissura precisa ter um diagnóstico confirmado antes de qualquer intervenção.

Quando o recalque diferencial localiza-se numa extremidade do prédio, THOMAZ (1989) explica que primeiro aparecem fissuras inclinadas e depois uma rachadura vertical no limite entre a região que está recalcando e a que está imóvel. Os recalques geralmente se tornam visíveis primeiro nas paredes, mas quando se acentuam, as vigas e cintas de fundação podem apresentar problemas aparecendo fissuras típicas de esforços de cisalhamento ou flexão.

Com intuito de distinguir as fissuras decorrentes de problemas nas fundações daquelas provocadas por outros problemas, segue uma relação entre algumas configurações típicas de fissuras e sua respectivas causas:

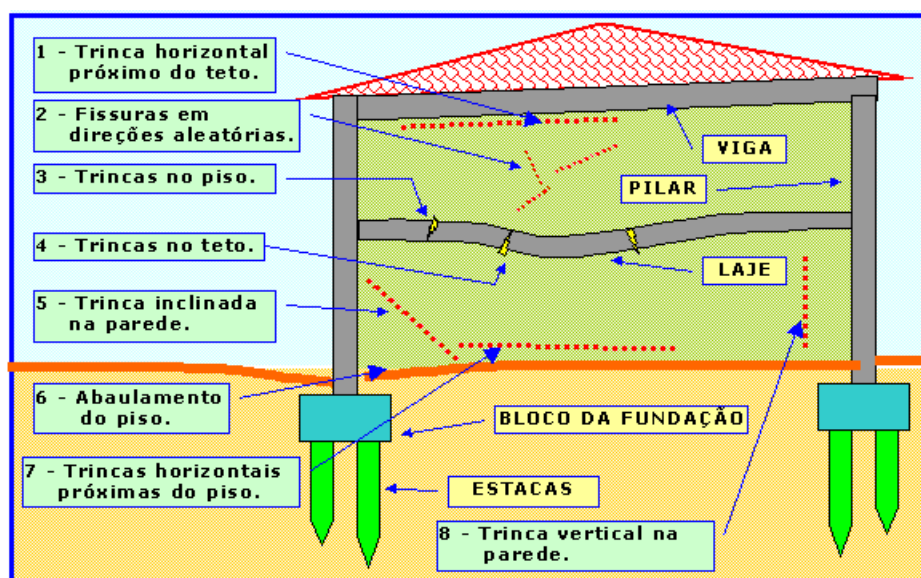


Figura 7 - Esquema de Fissuras, Fonte *site* da internet: Eng. WATANABE

Quadro 8 - Relação entre causas e respectivas fissuras, Fonte *site* da internet: Eng. WATANABE.

Dano	Causa
1	Trinca horizontal próximo do teto pode ser devido ao adensamento da argamassa de assentamento dos tijolos ou falta de amarração da parede com a viga superior.
2	Fissuras nas paredes em direções aleatórias pode ser devido à falta de aderência da pintura, retração da argamassa de revestimento, retração da alvenaria ou falta de aderência da argamassa à parede.
3	Trincas no piso podem ser produzidas por vibrações de motores, excesso de peso sobre a laje ou baixa capacidade de suporte da laje.
4	Trincas no teto podem ser causadas falta de resistência da laje ou excesso de peso sobre a laje.
5	Trinca inclinada na parede é sintoma de recalques do elemento de fundação da direção perpendicular a ela.
6	O abaulamento do piso pode ser causado por recalque das estruturas, por expansão do subsolo ou colapso do revestimento. Quando causados por recalques, são acompanhados por trincas inclinadas nas paredes. Os solos muito compressíveis, com a presença da água, se expandem e empurram o piso para cima.
7	As trincas horizontais próximas do piso podem ser causadas pelo recalque do baldrame ou mesmo pela ascensão da umidade pelas paredes, devido ao colapso ou falta de impermeabilização do baldrame.
8	Trinca vertical na parede é causada, geralmente pela falta de amarração da parede com algum elemento estrutural como pilar ou outra parede que nasce naquele ponto do outro lado da parede.

Para mensurar o avanço das fissuras aplica-se selos de gesso ou lamínulas de vidro bem finas, usadas em microscopia, sobre as fissuras. Estes materiais são bastante frágeis, quebrando com facilidade se houver qualquer alteração na abertura. Podem também ser utilizados, aparelhos denominados fissurômetros, com precisão mínima de 0,1mm. Abaixo se apresenta uma nomenclatura, identificando as aberturas de acordo com sua espessura:

Quadro 9 - Classificação de aberturas, PADARATZ (2000).

Quadro de Classificação de Aberturas	
Tipo de Abertura	Espessura (mm)
Fissura Capilar	< 0,2

Fissura	0,2 a 0,5
Trinca	0,5 a 1,5
Rachadura	1,5 a 5,0
Fenda, Greta ou Frincha	5,0 a 10,0
Brecha	> 10,0

2.9.3 Grupos de Estacas

Entende-se por efeito de grupo de estacas ou tubulões o processo de interação destes, ao transmitirem ao solo as cargas que lhe são aplicadas. Esta interação acarreta numa superposição de tensões, de forma que o recalque destes grupos é, em geral, diferente para o mesmo elemento de fundação quando isolado.

De acordo com VESIC (1974) apud HACHICH et al. (1998), para a maioria dos grupos de estacas em areia a capacidade de carga do grupo é bem superior à soma das capacidades de carga individuais das estacas. A capacidade de ponta é pouco afetada pelo efeito de grupo, porém o atrito lateral pode aumentar cerca de três vezes, pois a cravação modifica a condição da areia no entorno da estaca, tornando-a mais densa.

No caso das argilas considera-se o grupo como sendo uma única estaca gigante, com perímetro definido pelas estacas externas do conjunto. A capacidade de carga dessa estaca gigante é comparada com a soma da capacidade de carga das estacas consideradas isoladamente, adotando-se o menor entre estes dois valores.

3 ÁREA DE ESTUDO

3.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA

O Estado de Santa Catarina localiza-se na região sul da República Federativa do Brasil e tem uma área de 95.483 km². A área de estudos fica localizada no município de Florianópolis, capital do estado, com uma área total de 432km².



Figura 8 - Imagem da Ilha de Santa Catarina – Florianópolis.

Possui uma extensão de 172km de costa dividida em 42 praias, alguns costões e zonas de mangue. Sua morfologia é descontínua, formada por cristais montanhosos que chegam a 532m de altitude no morro do Ribeirão da Ilha.

Localiza-se a 3m acima do nível do mar, entre os paralelos de 27°22' e 27°50' na Latitude Sul e 48°20' a 48°20' na Longitude a Oeste, ao largo do litoral Atlântico.

Separa-se do continente, por um estreito canal de 500m de largura que divide a Baía em Norte e Sul e com uma profundidade que já atingiu 28m. É ligada ao continente por três pontes, sendo uma em estrutura metálica, desativada para o tráfego.

Os limites geográficos do município estão assim configurados: dividido por duas porções de terras, uma refere-se à Ilha de Santa Catarina que possui uma área de 424,4 km² de forma alongada no sentido norte-sul – 54/18km, a leste é banhada pelo oceano atlântico, ao norte pela baía norte e ao sul pela baía sul, com outra porção localizada na área continental, com área de 12,1km², conhecida como continente, limitando-se a oeste com o município de São José.

O clima encontrado na região é mesotérmico úmido, com precipitações distribuídas por todo o ano havendo momentos de chuvas torrenciais de verão e chuvas de inverno acompanhadas de vento sul, não apresentando deficiências hídricas.

Segundo o Censo do IBGE/2000, possui uma população de 342.315 habitantes, sendo população urbana 332.185 habitantes. A estimativa de habitantes em 2002 é de 360.601 pessoas.

O interesse na referida área deve-se a alguns fatores, tais como:

- a) Desenvolvimento acelerado nos últimos anos com a conseqüente migração populacional para a Capital do Estado de Santa Catarina ocasionado, entre outros fatores, pelo êxodo rural;
- b) A grande diversidade de substratos para fundações e subseqüentes soluções a serem estudadas;
- c) Constantes mudanças de gabarito em diversas regiões do município;
- d) A crescente ocorrência de danos em decorrência de problemas em fundações nas obras de médio e grande porte;

- e) Disponibilidade de diversos laudos de sondagens e de informações, agregadas ao Mapa Geotécnico do município, elaborado pela Prof. Dra. Glaci Trevisan Santos, como toposequências de sondagens SPT. Além de acesso a Projetos Estruturais disponibilizados pela STÁBIL - Assessoria e Consultoria de Projetos de Estruturas Ltda.

3.2 TOPOSEQUÊNCIAS DE ENSAIOS SPT

A caracterização dos solos utiliza-se das sondagens de simples reconhecimento dos solos, executadas com circulação d'água e com determinação do índice de resistência à penetração denominado N_{spt} , a cada metro de profundidade. Estes laudos foram obtidos junto ao acervo de empresas de Sondagens com trabalhos realizados no município de Florianópolis.

No processo de reconhecimento dos solos destacam-se as toposequências de sondagens SPT, as quais, possibilitam delimitar a transição entre as diversas unidades geotécnicas em estudo. A respeito desta ferramenta, SANTOS (1997), esclarece que: “A partir dos resultados de sondagens, obtidos nas regiões com maior número de edificações, encontram-se perfis seguindo o alinhamento de algumas ruas. Estes perfis seguem a topografia dos terrenos nas zonas urbanizadas e permitem inferir características importantes para as zonas não urbanizadas, quando analisados em função da geologia e da pedologia. Portanto, por meio de um estudo sistemático dos solos, utilizando essas duas ciências mais a Mecânica dos Solos, pode-se ampliar o conhecimento do meio físico”.

3.3 GEOMORFOLOGIA E GEOLOGIA

“O município de Florianópolis é formado por uma única Unidade Geomorfológica, denominada Serras do Leste Catarinense. Esta constituída por uma sequência de elevações dispostas de forma sub-paralela, orientada predominantemente no sentido NE-SW e que se apresentam gradativamente mais baixas em direção ao mar onde, freqüentemente, terminam em costões e pontais rochosos. Esses pontais serviram de ponto de apoio a sedimentação extensiva que atingiu o litoral durante o quaternário”. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística –

IBGE / Instituto de Planejamento Urbano de Florianópolis – IPUF (1991).

SANTOS (1997) descreve que: “A geologia da ilha de Santa Catarina pode ser descrita como um conjunto de rochas cristalinas, granitóides e vulcanitos associados, representando o Ciclo Tectônico Brasileiro, cortados localmente por diques de diabásio de idade Juro-Cretácica, sobrepostos por coberturas sedimentares recentes, relativas aos eventos Terciários/Quaternários. As rochas cristalinas (ígneas) constituem os morros, formando um conjunto de elevações grosseiramente alinhados na direção NE, ao longo de toda a Ilha, conferindo a esta, um aspecto alongado como uma cunha. Esses morros servem como anteparos para o acúmulo de material sedimentar, comumente retrabalhados, muitas vezes derivados dos próprios morros.

4 METODOLOGIA

O estudo dos elementos de fundações aplicáveis aos perfis de solo que compõem a região de Florianópolis, exigem o conhecimento de diversas áreas da Engenharia. Neste sentido, propõe-se a análise de casos mediante a interação da Mecânica dos Solos e das estruturas implantadas, como também da integração das informações pedológicas, geológicas e geotécnicas compiladas no mapa geotécnico do município de Florianópolis, proporcionando uma melhor caracterização dos perfis de solo em estudo.

A fundamentação deste trabalho encontra-se baseada em diversas obras, dentre as quais destaca-se, o mapeamento geotécnico elaborado por SANTOS (1997), o qual norteou os estudos de caso subdividindo-os em unidades geotécnicas. As informações específicas de cada unidade geotécnica foram selecionadas, de forma a conferir maior representatividade às mesmas. No presente trabalho, não foram utilizados os resultados de ensaios laboratoriais, específicos a determinadas amostras. Este procedimento não minimiza a importância destas investigações para geotecnia, mas resguarda seus resultados, tendo em vista, a heterogeneidade existente nos solos de uma mesma unidade. Dentre os elementos aproveitados do referido mapa geotécnico, destacam-se as características inerentes ao material de origem, classificação do relevo, capacidade de drenagem dos solos, grau de hidromorfismo, como ferramentas importantes na caracterização dos terrenos de fundações.

Inicialmente apresentam-se os casos patológicos decorrentes de problemas nas fundações, os quais são analisados em conformidade com as informações geotécnicas e estruturais, obtidas junto a profissionais envolvidos nos referidos casos. Após a apresentação de cada situação, enfatiza-se as características relevantes ao esclarecimento dos problemas ocorridos, assim como as possibilidades corretivas para os mesmos. Estas considerações encontram-se vinculadas ao aspecto investigativo, o qual correlaciona as características do substrato de suporte anteriormente levantadas, com aquelas providas do mapeamento geotécnico, (Cap. 05).

O estudo para a implantação das fundações utiliza toposequências, elaboradas com sondagens à percussão, descritas por SANTOS (1997). Devido a grande área compreendida por estes cortes longitudinais, optou-se por realizar um tratamento destas informações, com intuito de caracterizar os solos de cada caso como a área de influência relativa a apenas um furo de sondagem. Esta simplificação procura manter a representatividade dos perfis de solo sem, entretanto, descaracterizar as informações obtidas junto ao trabalho de investigação original. O procedimento adotado para a delimitação dos solos da região, com informações exclusivas do mapa geotécnico, foi utilizado nos cinco primeiros casos em estudo, (Cap. 06).

Para os outros casos, a caracterização dos solos baseia-se em laudos de terrenos específicos obtidos junto às empresas de sondagem. Posteriormente, delimita-se a unidade em questão contemplando a situação inversa, onde a relevância das informações oriundas do mapa é efetivamente experimentada, quando confrontadas com as investigações locais já elaboradas.

Após a identificação dos subsolos, todos os casos apresentam-se estruturados pelo mesmo procedimento. Quanto às solicitações advindas da estrutura, considera-se um carregamento incidente em edificações já estabelecidas, ou com reais possibilidades de serem implantadas, conforme pré-estabelecido no Plano Diretor de Florianópolis. Estas informações, provenientes de plantas de locação de pilares, extraídas em projetos estruturais existentes, permitem a análise das fundações a partir de pilares representativos ao conjunto da edificação.

O emprego de formulações clássicas, cálculos e correlações, bem como o levantamento de particularidades a cada elemento de fundação, contribuíram para a definição das escolhas realizadas. Nesta perspectiva, destacam-se os elementos de fundação rasa, os quais, utilizam resultados obtidos através das correlações referidas no Cap. 02, bem como a profundidade ideal e a influência das fundações nos solos de suporte.

Finalmente, para a seleção do elemento de fundação mais conveniente às edificações em estudo, analisou-se a viabilidade de diversos tipos de fundações disponíveis em ordem crescente de complexidade e custo, conforme oferta na região

em estudo. Assim, ao concluir que determinado elemento de fundação é viável técnica e economicamente, torna-se desnecessária a análise de tipos mais complexos de fundações, na maioria dos casos, mais onerosos. Com relativa frequência, diversos tipos de fundações se equivalem no aspecto técnico, fato que orienta a escolha, não apenas pelos custos, mas também pelo prazo de execução. Com base no exposto, os casos com solução simplificada não trazem observações quanto à implantação de elementos de fundação mais complexos e/ou dispendiosos para a obra.

5 LEVANTAMENTO DE MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS DECORRENTES DE PROBLEMAS EM FUNDAÇÕES

A seguir apresentam-se alguns casos de manifestações patológicas oriundas de problemas nas fundações em solos característicos ao município de Florianópolis. Por motivos éticos e visando enfatizar o aspecto técnico, resguarda-se a localização específica das edificações abordadas, bem como a identificação dos proprietários e envolvidos em cada situação apresentada.

5.1 1ºCASO – PROBLEMAS COM ESTACAS EM MADEIRA

Este caso refere-se a um edifício residencial, multifamiliar, com 04 (quatro) pavimentos, localizado na grande Florianópolis, bairro Kobrasol, município de São José-SC. No ano de 1997, teve início um longo processo de análise e intervenções, visando estabelecer a segurança quanto à utilização da referida edificação.

Esta edificação apresentou uma deterioração nas estacas de madeira, as quais deixaram, gradativamente, de transmitir o carregamento dos pilares ao solo. A evolução deste processo provavelmente ocasionou recalques, até as estacas perderem toda a sua capacidade estrutural. Estes fatores determinaram que os blocos de fundações passassem a atuar como fundações diretas. Uma vez detectado o problema, foi realizada a verificação das condições de segurança existentes. As sondagens realizadas apresentavam de uma maneira geral, as seguintes informações:

- a) Uma camada superficial de aterro (entulho), com 20cm de espessura;
- b) Subjacente ao aterro, encontra-se uma camada de areia com cerca de 7m que apresenta uma compacidade crescente com a profundidade (em torno de cinco metros da superfície, onde se obteve de 30 a 50 golpes no ensaio SPT);
- c) Verificam-se lentes de argila siltosa mole nesta primeira camada de areia;
- d) A terceira camada de solo é composta de argila com consistência média à rija e espessuras variando de 70cm a 3 metros;

- e) Antes do limite da sondagem, encontra-se uma camada de solo siltoso cuja consistência varia de média a dura.

A estrutura desta edificação é composta por 42 (quarenta e dois) pilares que recebem cargas entre 300 e 900kN.

Os blocos de coroamento das estacas distam da sua face superior cerca de 0,25 a 0,50m do piso da garagem. A altura dos blocos encontra-se entre 0,60 e 0,80m e o nível do lençol freático encontrava-se 2m abaixo da garagem da edificação, no ano de 1998. Todavia, sabe-se que as estacas de madeira só devem ser empregadas em terrenos saturados e, abaixo do nível d'água, onde seja possível a sua total e eterna imersão.

Em áreas urbanas, cujo ambiente em torno da edificação é “dinâmico”, torna-se comum a alteração no nível do lençol freático. Dentre os fatores que podem ocasionar estas alterações, os mais comuns no referido caso são:

- a) Construção de subsolos e fundações em edificações vizinhas;
- b) Construção e desvios de canais;
- c) A pavimentação de ruas e avenidas;
- d) Maior ou menor intensidade das chuvas e das secas.

No que tange a deterioração e preservação das estacas, VARGAS (1968), esclarece que: “O processo de deterioração da madeira pelo fungo só ocorre na presença do ar, de umidade e de temperatura favorável. Dessa maneira a ausência de ar, explica a dificuldade em se determinar a durabilidade das estacas cravadas abaixo do lençol d'água”.

Tendo em vista os dados anteriormente abordados, foram elaborados relatórios que estimavam pressões admissíveis de 1,5 a 4,1 kg/cm² para o solo de assentamento dos blocos, resultando em coeficientes de segurança entre 0,5 e 1,5 para as 42 (quarenta e duas) fundações da obra, sendo que a NBR 6122/94 preconiza que este coeficiente não seja inferior a 2,0.

Diante da necessidade eminente de intervenção, foram realizadas verificações periódicas para o controle da evolução dos recalques. O reforço das fundações consistiu na cravação de estacas metálicas, minimizando desta forma, os efeitos de vibrações nocivas à estrutura. Sobre as novas estacas, os blocos de concreto sofreram alargamento e foram interligados por cintas de travamento que determinaram a estabilidade desta infra-estrutura. Esta nova concepção para a estrutura das fundações permitiu que as novas estacas aliadas a uma maior área na base dos blocos, transmitissem com segurança as cargas da edificação ao solo.

Além da solução adotada, poder-se-ia ter empregado estacas tipo Mega, cravadas com macaco hidráulico ou fundações rasas, persistindo no funcionamento dos blocos como fundações rasas que, neste caso, deveriam possuir áreas de até 9,00m².

Dado o exposto, alerta-se que este caso verificado no município vizinho à região em estudo, pode ocorrer ainda, em quaisquer regiões onde existam solos hidromórficos. Desta forma, o mapeamento geotécnico de Florianópolis possibilita o conhecimento prévio de solos com esta característica, antes mesmo de investigações por sondagens. As unidades inseridas em regiões baixas como os solos de Glei (unidade Gsq), Podzol hidromórfico (unidade PZsq), Areias Quartzosas hidromórficas (unidade AQsq1), Solos de Mangue (unidade SMSq), e Solos Orgânicos (HOSq), apresentam nível d'água próximo à superfície, com possibilidades de rebaixamento. Em contrapartida, verifica-se que, em unidades formadas por Cambissolos podzólicos, os solos de depósito de encosta, com formação coluvionar e litólicos têm seus níveis d'água localizados a maiores profundidades.

Pode-se presumir que edificações, onde tenham sido empregadas estacas de madeira, devem sofrer um monitoramento periódico, no sentido de garantir à integridade dos elementos de fundação e nível do lençol freático, contribuindo com a funcionalidade, sem o aparecimento de fissuras, decorrentes de movimentos nas fundações.

5.2 2ºCASO – DESCONFINAMENTO DOS SOLOS SOB UMA EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL

Ocorreu em uma edificação residencial, composta de uma estrutura convencional em concreto armado e fechamentos em alvenaria, junto ao aterro da Beira Mar Norte, no Centro de Florianópolis.

A edificação em questão começou a apresentar problemas alguns meses após o início das escavações de uma obra vizinha de grande porte, cujas cargas máximas nos pilares atingem 10.000kN. Um levantamento junto à estrutura confirmou a existência de patologias, tais como:

- a) O afundamento do contra-piso;
- b) A separação entre a construção original e uma edícula adjacente à residência;
- c) Pequenas trincas e fissuras.

Conforme ZANETTE et al. (2002), as escavações que precederam as perfurações para a execução de estacas moldadas “in loco” da nova edificação, atingiram de forma direta as fundações da residência, alterando as condições do solo de suporte (silte arenoso proveniente de aterro). O grande volume de solo retirado, ao longo de nove metros de profundidade, e o constante bombeamento de água para esta escavação, resultaram no rebaixamento do lençol freático, anteriormente localizado a 1,5m de profundidade, fazendo com que a água existente nos solos abaixo desta profundidade fosse drenada, provocando recalques por adensamento. Estas escavações ocasionaram ainda, o desconfinamento da camada de solo imediatamente abaixo das sapatas, proporcionando movimentações do mesmo.



Figura 9 - Panorâmica geral das escavações.

Enfatiza-se que toda a escavação pode causar mudanças no estado de tensões do solo ocasionando deformações laterais, recalques, fissuras generalizadas e inclusive o afundamento de estruturas, sendo que esta última trata-se de uma situação potencialmente perigosa para a residência em questão. Nestes casos, as fundações por sapatas são geralmente as mais afetadas por estarem assentadas sobre camadas superficiais de solo.

Neste sentido, BERBERIAN (2001) explica que: “Ao proceder-se uma escavação num maciço terroso, as tensões de compressão são reduzidas pela gradual remoção do solo, mas as tensões de cisalhamento crescem à medida que a escavação prossegue devido à remoção do solo que fornecia suporte lateral ao paramento remanescente”.

O correto procedimento de execução, neste caso, deveria prever a realização de estruturas de contenção simultâneas as escavações, garantindo a segurança para as edificações limítrofes. Desta maneira, pode-se utilizar perfis de aço aliados a pranchas de madeira, ou paredes diafragma em concreto armado, as quais já funcionariam como fundação aos pilares de extrema.

Esta ocorrência localiza-se em uma área delimitada por Areias Quartzosas

hidromórficas com substrato de sedimentos quaternários (unidade AQsq1). Conforme descrito no subcapítulo 2.4, este tipo de material caracteriza-se por apresentar uma estrutura extremamente solta, em estado seco ou úmido, fato que lhes confere alta erodibilidade. Neste sentido, destaca-se que a necessidade de um confinamento destes solos é ainda maior, para que estes apresentem um bom comportamento como fundação.

5.3 3ºCASO – PROBLEMAS POR ADENSAMENTO DA CAMADA MOLE NO ATERRO DA BAÍA SUL

O aterro realizado na Baía Sul, localizado no município de Florianópolis, atualmente com aproximadamente 25 anos, vem proporcionando um adensamento da camada de solo mole existente nesta região, no qual estudos realizados pela empresa GEODÉSIA estimam que, atualmente, tenha ocorrido cerca de 25% do adensamento total previsto para este local.

O presente quadro demonstra a necessidade de cautela para as obras nesta região, fato comprovado pelas instalações de uma guarita e do prédio onde funciona a sede da Federação Catarinense de Remo. Estas obras localizadas na ilha, junto às cabeceiras das pontes, Colombo Salles e Pedro Ivo Campos apresentaram problemas de recalque.

No que se refere à guarita, foram verificados recalques em 1993. O perfil de solo em questão apresenta uma camada de silte, proveniente de aterro com espessura variável entre 4 e 6m. A camada de solo subjacente é composta por uma argila muito mole com profundidade superior a 10m.

Um diagnóstico realizado por engenheiros especialistas em solos e estruturas, detectou o sub-dimensionamento das cargas da superestrutura e conseqüentemente da infra-estrutura. Estas fundações se compunham de quatro perfis metálicos (com uma única estaca por apoio), e cerca de 38m de profundidade.

Devido à magnitude dos recalques, optou-se pelo macaqueamento da estrutura, seguido da cravação de outros perfis metálicos. Esta medida possibilitou a estabilidade da edificação. Contudo, a necessidade da suspensão da estrutura torna

intervenções deste tipo bastante onerosas. Além disso, este procedimento requer muito cuidado quanto à manutenção das condições de serviço da edificação mediante esforços diferenciados.

Quanto à sede da Federação Catarinense de Remo, oficialmente inaugurada no ano de 1999, localizada na mesma região, verificam-se sérios problemas estruturais, os quais determinaram o embargo desta edificação que desencadeou um processo litigioso. Esta edificação tem suas fundações formadas por elementos pré-moldados em concreto. O seu estágio atual apresenta fissuras bem significativas, conforme apresentado nas fotos abaixo, ocasionadas por recalques diferenciais nas fundações. Observa-se que as mesmas localizam-se sobre um perfil de solo idêntico ao verificado anteriormente para a guarita.



Figura 10 - Fissuras em decorrência de recalque nas Fundações.

Relatos da fase construtiva desta edificação acrescentam que a referida obra teve suas estacas cravadas a uma profundidade entre 10 e 12m. Lembra-se que, os solos com resistência significativa, N_{spt} próximo de 20 golpes, encontram-se a profundidades superiores a 15m. Isto significa que, as pontas das estacas estão sobre um solo muito mole, ainda sob processo de adensamento, onde a ocorrência

de atrito negativo nestas estacas, intensificou o processo de recalques.

Outro fator que teve grande participação nestes recalques foi a construção de um elevado rodoviário muito próximo. Mesmo na ausência de monitoramento e controle da evolução dos recalques, constatou-se, por meio de depoimentos locais, que o processo de adensamento sofreu grande aceleração, desde a execução da infra-estrutura deste elevado. Estas informações apresentam-se de acordo com a configuração das fissuras, as quais convergem para o afundamento dos elementos de apoio, mais próximos das fundações do elevado.



Figura 11 - Fissuras convergindo para o elemento de apoio.

Ainda na mesma área verifica-se outra obra civil, que diante dos problemas acima transcritos, encontra-se sob constante monitoramento de sua verticalidade. Trata-se das instalações de uma estação de tratamento de esgoto, com fundações executadas em estacas SCAC.

Para as unidades geotécnicas que apresentam solos argilosos saturados sob aterros, como no caso das AQsq1, encontradas na Baía Sul, adverte-se que as fundações superficiais dependem de uma avaliação dos recalques por

adensamento. Em contrapartida nos elementos de fundações profundas, o adensamento provoca recalques por atrito negativo.

Neste contexto, SANTOS (1997) confirma que: “Os recalques por adensamento estão intimamente ligados à permeabilidade, sendo mais lentos quanto mais impermeável for o material e maiores com o acréscimo dos carregamentos”.

5.4 4ºCASO – RECALQUE HIPOTÉTICO POR SOBREPOSIÇÃO DE TENSÕES NO SOLO DE FUNDAÇÃO

Todo o profissional em atividade, na área de infra-estruturas tem conhecimento que os solos da cidade de Santos-SP, freqüentemente, acarretam problemas de fundações. Nestes perfis, o solo resistente encontra-se normalmente em grandes profundidades, entre 50 e 60m, fato que torna muito dispendiosa a execução de fundações profundas. Esta é a razão pela qual, em diversos casos, tem-se adotado a solução de fundações rasas por sapatas sobre a camada superficial de areia.

Em Florianópolis, verifica-se uma situação análoga na região litorânea no norte da ilha, especificamente nas praias de Canasvieiras e Jurerê. Os perfis de solo existentes nestas praias demonstram grande possibilidade de problemas nas infra-estruturas locais.

Quando, ao lado de uma edificação isolada for construída outra a pequena distância, a superposição dos bulbos de pressões das sapatas, na profundidade do solo mole, geralmente conduz a grandes recalques no edifício mais antigo. Estes recalques se processam lentamente de forma não homogênea, apresentando-se maiores ao lado da nova construção, inclinando um prédio contra o outro. Este tombamento pode afetar desde o funcionamento dos elevadores, acabamentos e até a própria estrutura.

A esquerda da figura abaixo se constata que: existe uma primeira camada de areia de espessura variável entre 6 e 10m, com boa resistência e índice N_{spt} em torno de 30 golpes e o estrato subjacente é formado de argila mole, com N_{spt}

próximo de 5 golpes com espessura variável, em geral superior a 10m.

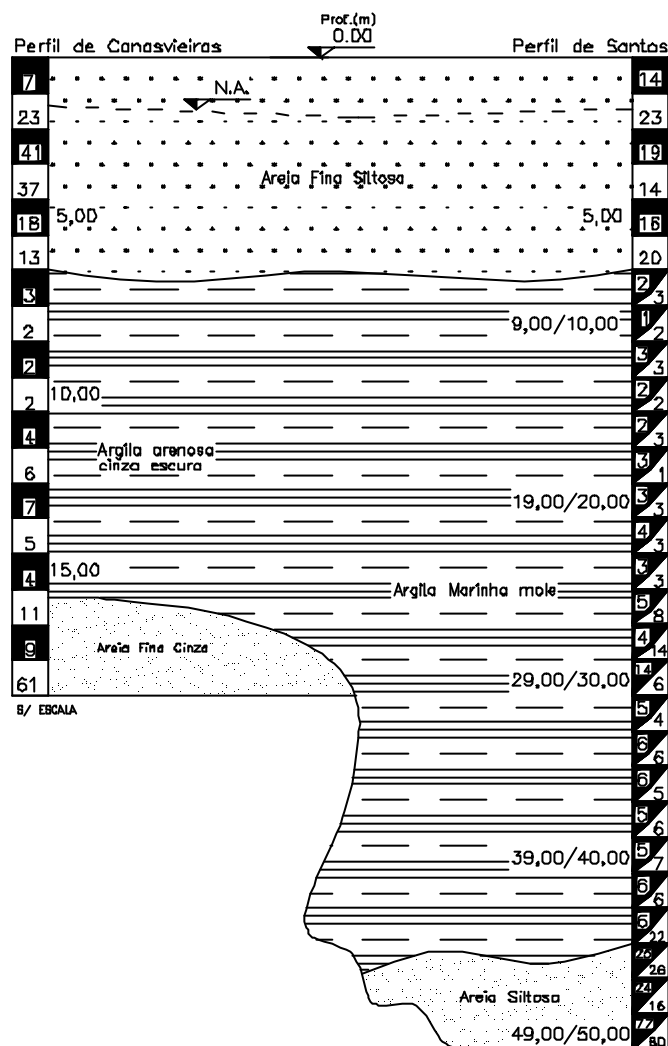


Figura 12 - Perfil comparativo da constituição dos solos de Canasvieiras, Florianópolis-SC por SANTOS (1997), e Santos-SP por MAFFEI C.E.M. (2001) apud VASCONCELOS (2002).

A homogeneidade destes perfis de solo pode ser verificada através dos cortes longitudinais elaborados por SANTOS (1997). Alerta-se, no entanto, para a necessidade de se implementar medidas profiláticas para a região, no sentido de se arbitrar um limite na verticalidade de construções e escavações visando subsolos em regiões com esse perfil geotécnico, quando as mesmas utilizarem-se de fundações rasas. Com medidas similares a essa, possibilita-se que a técnica da boa Engenharia se sobreponha aos ímpetos de leigos que procuram de todas as formas a aprovação de seus projetos. Por fim, esses procedimentos certamente evitariam o

aparecimento de problemas relacionados às mesmas causas verificadas na cidade de Santos-SP.

5.5 5º CASO – RECALQUE DIFERENCIAL EM UMA EDIFICAÇÃO SOBRE ARGILA MOLE

Em maio de 1997, concluiu-se a edificação de uma obra em 02 (dois) pavimentos com estrutura em concreto armado, localizada no município de Tijucas-SC. Suas instalações destinavam-se a uma escola de ensino médio e superior naquela microrregião.

Conforme ANDRADE e SANTOS (1999), após um período de três meses de funcionamento, verificou-se as primeiras trincas decorrentes de recalques diferenciais, que passaram a se intensificar junto a uma linha de pilares periféricos à estrutura.

Para esta infra-estrutura foram previstas fundações rasas por sapatas. O solo desta região apresenta uma camada superficial de areia compacta com 6m de profundidade, sendo que abaixo desta existe um estrato argiloso análogo aos solos hidromórficos encontrados em Florianópolis, dentre os quais, destacam-se os solos de mangue, Gleis e orgânicos. A diferença é que, para o referido caso, a camada de solo mole era mais espessa, com cerca de 24m e a profundidade do lençol freático encontrava-se a 0,80m da superfície.

Destaca-se a existência de um córrego, sob a área em projeção da estrutura. Para a implantação da infra-estrutura executou-se um aterro com um metro de profundidade, sobre o qual apoiaram-se algumas sapatas. Nesta região, a ausência da camada natural de areia conferia uma baixa resistência num solo saturado.

Com base nas características geotécnicas supracitadas, visando minimizar o problema eminente, foram adotadas medidas, equivocadas, durante a execução destas fundações: em substituição à sapata prevista em projeto para um dos pilares, utilizaram-se dois tubos de concreto pré-moldado, sobrepostos, com 1,5m de diâmetro por 1m de altura, preenchidos com concreto ciclópico. Esta medida teve como consequência à diminuição da área da base do elemento de fundação e o

aumento significativo da carga transmitida ao solo, devido ao grande volume de concreto utilizado, conforme comparação apresentada no quadro a seguir:

Quadro 10 - Características do elemento de fundação executado em detrimento ao projetado.

Diferenças Verificadas	Projeto Original	Alteração Executada
Área da Base (m ²)	1,96	1,76
Volume de Concreto (m ³)	0,50	3,50
Peso da Sapata (kN)	1,25	8,75

Conforme o avanço dos recalques constatado por constantes monitoramentos da verticalidade da estrutura, verificaram-se vários problemas:

- a) Dificuldade em abrir janelas tipo máximar;
- b) Evolução constante do quadro de fissuras, constatado através de mapeamentos específicos, tanto nas alvenarias quanto nos elementos estruturais em concreto – pilares, vigas e lajes;
- c) Infiltrações nas lajes, decorrente das fissuras;
- d) Tijolos cerâmicos cisalhados;
- e) Grandes afastamentos entre alvenarias e pilares;
- f) Deterioração do ponto de engastamento entre um pilar e as vigas do teto do pavimento térreo;
- g) Afundamento do piso composto por laje em concreto armado;
- h) Deformação lateral do pilar com maior recalque.

Devido à rapidez com a qual estes problemas avançaram e ao perigo eminente de colapso da estrutura, houve necessidade de uma rápida intervenção, objetivando a segurança dos usuários. Neste sentido, em meados de 1999, procedeu-se um escoramento junto à parte mais afetada da edificação, local cujo acesso encontrava-se restrito há bastante tempo.



Figura 13 - Pilar com deformações e estrangulamento no encontro com a viga superior.

Dessa forma, após a realização de novos furos de sondagem, optou-se pela cravação de dois perfis metálicos no entorno do pilar mais afetado, os quais após soldados atingiam a profundidade de 32m. Sobre estas estacas fixou-se um caixão metálico formado pelos mesmos perfis de aço com seção “I” onde se apoiou a estrutura danificada. Os elementos estruturais mais afetados foram recuperados por meio de escarificação, incorporação de novas armações e aumento de suas seções com auxílio de pontes de aderência, entre o novo e o velho concreto.



Figura 14 - Caixão composto de perfis metálicos

SANTOS (1997), alerta que: “As fundações diretas sobre solos hidromórficos, podem ter efeitos de recalques (imediatos, por adensamento e secundários) ao longo do tempo e diferenciados. Sendo que os recalques secundários podem causar problemas significativos no caso de argilas muito moles. Os recalques imediatos existem, porém, são pouco importantes. Nestes casos os mapas geotécnicos servem apenas para alertar sobre sua ocorrência. A ordem de grandeza dos mesmos só poderá ser determinada com ensaios específicos para cada situação”.

5.6 6ºCASO – DANOS GENERALIZADOS POR ESCAVAÇÃO VIZINHA

Os danos verificados em uma edificação localizada no Centro de Florianópolis construída no ano 1987, são objeto de processo litigioso em andamento na 4ª vara da Justiça Federal. Trata-se de um edifício com 14 (catorze) pavimentos dentre os quais, dois subsolos, térreo, sobreloja, dez pavimentos tipo e ático. Esta estrutura foi executada em concreto armado moldado no local, sendo que suas fundações são estacas do tipo Franki.

Os problemas iniciaram para a construção de um edifício vizinho com 18 (dezoito) pavimentos, onde 03 (três) deles são subsolos. As fundações da referida

edificação são compostas por estacas hélice contínua, para que não provocassem vibrações nocivas às edificações próximas. Estas estacas atingiram profundidades de 26 a 30m, a partir das escavações realizadas.

As sondagens executadas junto à divisa com o terreno afetado descrevem o material do subsolo como, uma argila siltosa muito rija de cor avermelhada, onde a posição do nível do lençol freático encontrava-se à profundidade de 6,70m.

Com o objetivo de evitar a queda dos muros das extremas e a ruptura do estado de equilíbrio do solo, realizou-se um muro de arrimo junto à divisa, executado em etapas, conforme o andamento das escavações. Desta forma, quando as escavações atingiam alturas de um pavimento (cerca de 3m), ocorria a imediata construção do muro de contenção dos terrenos adjacentes. Como técnica construtiva foi adotada uma cortina atirantada, em concreto, com espessura média de 0,40m.

Para a estabilidade inicial destas paredes diafragma e contenção dos terrenos vizinhos foram implantados tirantes executados em concreto e aço, com perfuração a jato de água. Os tirantes foram implantados ao longo de todo o perímetro, a partir das divisas do terreno em direção ao interior dos terrenos confrontantes. A partir da divisa com o prédio que apresenta problemas o alcance dos tirantes variava, entre 18 e 20m.

A partir da execução dos tirantes, ocorreu o escoamento natural d'água, através dos furos deixados pelos mesmos no terreno escavado. Este acontecimento acelerou o processo de rebaixamento do lençol freático. Dessa maneira, ao efetuar-se furos para os tirantes inferiores, abriram-se novos pontos de vazão de água, onde se verificava de forma gradual a paralisação do escoamento de água nos furos do pavimento superior.

A implantação dos tirantes, mesmo que provisórios, provocou o surgimento de forças de tração, na direção horizontal, fato que acarretou também o fendilhamento dos solos, em uma linha ao longo dos bulbos dos tirantes, (extremidades onde estes elementos estruturais estavam ancorados). De um modo geral, este tipo de tensão, não é previsto no cálculo das fundações, as quais, trabalham predominantemente

sob solicitações verticais. Entretanto, apesar das cargas de até 400kN, obtidas para os tirantes, pressupõe-se que a integridade das estacas não tenha sido afetada. Isto porque, as anomalias levantadas localizam-se em pavimentos inferiores e áreas externas do prédio. Além disso, as estacas tipo Franki possuem um dos melhores desempenhos dentre os elementos de fundação disponíveis no mercado. Desempenho este justificável, tanto pelas suas armações, quanto pelo seu processo executivo.

Os problemas observados na edificação em decorrência das escavações vizinhas constituem-se de fissuras e rachaduras em contra-pisos, paredes, escadas, rampas, lajes de teto dos subsolos e muros, além de recalques em pavimentações externas e outros danos em muros não estruturados. Estes problemas foram verificados desde o pavimento térreo até os dois pisos do subsolo, sendo que no último destes, o quadro apresentou-se mais crítico, pois o piso encontra-se apoiado imediatamente sobre o solo, que sofreu diminuição do volume.

A recuperação imediata dos danos não era recomendada, devido ao grande risco de recorrência da origem do problema. Foram estimados 04 (quatro) meses para a estabilização do processo de rebaixamento do lençol freático. Neste sentido, recomendou-se o início das obras de recuperação após um período de seis meses, desde que encerrada a vazão espontânea de água pela parede lateral do subsolo da obra escavada.

A confirmação desta estabilização continua sendo monitorada por meio da aplicação de testemunhos de gesso em amostras representativas de fissuras e rachaduras, verificadas durante o mesmo período. Para os casos em que, porventura, ocorra o rompimento do gesso, deverá proceder-se nova aplicação sobre a mesma fissura em lugar próximo, com o intuito de avaliar a evolução dos recalques.

Destaca-se ainda, a possível continuidade de pequenos adensamentos em longo prazo, não identificados pelos testemunhos de gesso. Entretanto estes danos não seriam tão significativos quanto os anteriormente verificados.

A forma de recuperação recomendada consiste de diferentes técnicas, todas

de uso rotineiro na construção civil. Todavia, na hipótese da evolução dos problemas, deve-se reavaliar as soluções propostas, podendo-se requerer outras técnicas, conforme a gravidade aferida.

Dessa maneira, salienta-se que pelo fato do rebaixamento ocorrido induzir uma diminuição das pressões neutras proporcionando um aumento nas pressões efetivas, os recalques em edificações vizinhas tornam-se problemas eminentes. HACHICH et al. (1998) adverte que a propagação destes problemas pode ser verificada em edificações com até 100m da sua origem. É importante ainda enfatizar-se que os solos com maior índice de permeabilidade proporcionam maior velocidade ao processo de rebaixamento, tornando as edificações sobre ele mais suscetíveis à ocorrência de danos como o acima citado. Neste sentido, o mapeamento geotécnico de Florianópolis tem suas unidades delimitadas, entre outras características, pela permeabilidade dos solos, onde se destaca, que o presente problema localiza-se sobre uma associação de podzólicos vermelho-amarelo com substrato de granito, (unidade PVg). Conforme já citado no 3º caso, nos solos mais impermeáveis como os hidromórficos, os danos em edificações ocorreriam mais lentamente, em função da menor velocidade com que acontece o processo de rebaixamento do lençol freático, contudo as proporções desses problemas são maiores nestes solos.

5.7 CONSIDERAÇÕES SOBRE AS MANIFESTAÇÕES PATOLÓGICAS

Diante dos problemas expostos, constata-se que as investigações por sondagem à percussão, processo mais difundido e empregado quase que com exclusividade em edificações correntes da região, nem sempre é suficiente ao projetista de fundações. Neste sentido, propõe-se a utilização de ferramentas complementares no conhecimento dos solos, como o estudo do mapeamento geotécnico existente para o município de Florianópolis, tendo em vista que, o mesmo representa grande auxílio para avaliação ou eventual intervenção a cada situação.

6 ESTUDO DAS FUNDAÇÕES APLICÁVEIS NA REGIÃO

Considerando os diferentes tipos de solo e a diversidade de soluções possíveis para cada situação, apresenta-se a seguir, uma análise da aplicabilidade dos elementos de fundações em obras na região de Florianópolis.

6.1 FUNDAÇÕES NA UNIDADE PZsq

Os Podzóis hidromórficos com substrato de sedimentos quaternários, têm seu estudo delimitado por dois cortes longitudinais denominados como “CANAS 1” e “CANAS 2”, no mapa geotécnico em anexo. Estes resultados retratam perfis seguindo o alinhamento das ruas Madre Maria Villac e Pascoal Apóstolo Pitsica, no balneário de Canasvieiras, permitindo uma melhor caracterização dos perfis de solo encontrados naquela região.

Para estudo desta unidade geotécnica simulou-se a implantação das fundações de uma edificação comercial com 2 (dois) pavimentos, composta de 60 (sessenta) pilares, com carregamento entre 50 e 400kN, com carga média a ser transmitida ao solo atingindo 180kN.

6.1.1 Caracterização dos solos

As principais características, dos perfis longitudinais de distribuição dos solos nesta região apontam para:

- a) A presença de uma camada superficial de areia com espessura variando entre 6 e 10m, de boa resistência, com N_{spt} em torno de 30 golpes;
- b) A camada de solo subjacente é constituída de argila mole, N_{spt} próximo de 5 golpes e com espessura variável;
- c) Os podzóis são solos hidromórficos, sendo que o nível d'água é bem superficial para todo o perfil em estudo;
- d) De um modo geral, os solos desta unidade apresentam-se em regiões de

relevo plano e possuem textura arenosa.

A seguir encontra-se o perfil de solos típico ao balneário de Canasvieiras, confeccionado a partir dos cortes longitudinais, ou toposequências de ensaios SPT, anteriormente referidos.

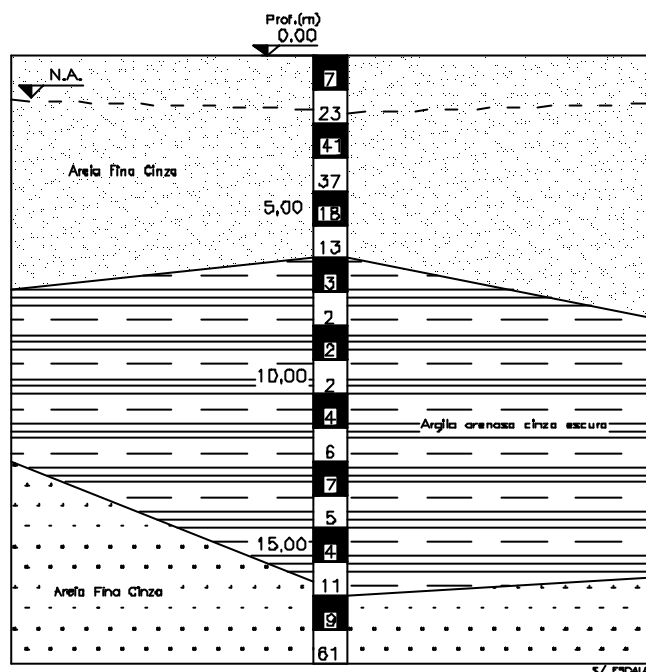


Figura 15 - Perfil longitudinal de distribuição dos solos encontrado ao longo da R. Madre Maria Villac.

6.1.2 Escolha do elemento de fundação

A determinação do elemento de fundação para a unidade PZsq, em especial para os perfis longitudinais abordados, tem fundamental importância na implantação de edificações, bem como no comportamento das fundações vizinhas. Isto porque, frente à possibilidade de empregar-se sapata, para carregamentos menos expressivos, como na edificação em estudo, deve-se precaver para que as tensões aplicadas no solo sejam dissipadas na camada de areia, onde se verifica uma resistência elevada. Esta situação agrava-se na medida em que são projetados subsolos, aumentam-se as cargas nas fundações e intensifica-se a ocupação destas regiões.

a) Sapatas

Por menores que sejam as solicitações impostas pela estrutura, é imprescindível que a utilização de sapatas seja precedida de sondagens locais, a fim de melhor estabelecer a espessura da camada de solo resistente. Além disso, deve-se estimar a magnitude e profundidade das tensões que mobilizam o solo, oriundas de edificações vizinhas, possibilitando a identificação e a viabilidade de se empregar com segurança, fundações por sapatas nestes terrenos.

b) Radier

A utilização de Radier não é aconselhável, pois o bulbo de pressões, estimado em uma vez e meia a largura da fundação, fatalmente atingiria a camada de argila mole, provocando recalques na estrutura.

c) Estacas Franki

A solução em estacas Franki só é possível com o método de fuste vibrado, contudo, este processo é bastante oneroso. Estas estacas tornam-se uma alternativa viável para cargas maiores em edificações com mais de 08 (oito) pavimentos, onde os custos tornam-se proporcionalmente menores, devido ao incremento de carga. Entretanto, edificações deste porte ainda encontram-se proibidas pelo Plano Diretor do município.

d) Estacas pré-moldadas em concreto

A solução em estacas pré-moldadas de concreto ou por estacas centrifugadas vazadas é arriscada, visto que as mesmas teriam de atravessar pelo menos 6m de areia fina compacta. As estacas cravadas em Florianópolis têm atingido a “nega” em profundidades de solo onde o Nspt está próximo de 27 golpes. Além disso, um recurso freqüentemente utilizado nestas situações, de cravar a estaca com o auxílio de um jato de água, não têm se demonstrado satisfatório.

Outro inconveniente que deve ser administrado no emprego de estacas cravadas é a possibilidade de ocorrência da “nega” falsa. Estas acusam valores corretos de cálculo, contudo por atravessarem camadas de areia compacta,

proporcionam grande resistência por atrito lateral, impedindo que a estaca seja cravada até a profundidade correta.

e) Estacas escavadas com lama bentonítica

Assim como as estacas Franki apresentam-se como alternativa viável para solicitações maiores e/ou com a presença de subsolos, nos quais torna-se fundamental atravessar a camada de argila mole para segurança da obra. Ainda contra o seu emprego, há o aspecto do lençol freático, muito superficial em toda a região.

f) Estacas Metálicas

Dentre as alternativas supracitadas, é a mais recomendável mediante a impossibilidade de se empregar sapatas. A utilização destas, como outros elementos de fundação profunda, fica condicionada à verificação da parcela de carregamento absorvida por atrito lateral pela estaca.

g) Estacas Raiz

A estaca raiz apresenta-se como solução tecnicamente viável, pois pode suportar carregamento elevado, através da resistência adquirida por atrito lateral.

A pequena parcela referente à resistência de ponta possibilita que a injeção das estacas e os solos mobilizados fiquem dentro da camada de areia, para o carregamento em questão. Uma vez que o bulbo de pressões gerado mobiliza principalmente o entorno da raiz, não atingindo grande profundidade abaixo da cota em que forem injetadas. Para solicitações mais elevadas tem-se possibilidade de atravessar a camada de argila mole. Entretanto, mesmo com uma considerável redução dos blocos de coroamento, o emprego deste elemento de fundação representa alto custo, principalmente devido à indisponibilidade da tecnologia em nossa região.

6.1.2.1 Análise das Fundações em Sapatas

Para uma abordagem prática, analisam-se as fundações por sapatas, através de correlações semi-empíricas. Desta forma, assentando-se as sapatas à 1,5m de

profundidade verifica-se um Nspt médio de 23 golpes, imediatamente abaixo da sapata, de onde se estimam as seguintes pressões admissíveis:

- a) Segundo a NBR 6122 (1995), para areias medianamente compactas com Nspt entre 20 e 40 golpes, adota-se uma pressão admissível de 3,0kg/cm²;
- b) A Norma Alemã DIN 1054 (1959) apud BERBERIAN (2001), recomenda pressões admissíveis de 2,0kg/cm² para areia fina e média;
- c) Para areias puras TERZAGHI E PECK (1953) apud BERBERIAN (2001) desenvolveram um ábaco, em função do número de golpes Nspt e da largura das sapatas, cuja pressão admissível para o solo em questão é de 2,5 kg/cm²;
- d) BERBERIAN (1981) apud BERBERIAN (2001), define que para areias siltosas a pressão admissível seja obtida através da expressão: $P_{adm} = SPT/8$. Neste caso a pressão admissível almejada é próxima de 2,9 kg/cm².

Dado ao exposto, adota-se 2,5kg/cm² como taxa admissível de pressão no solo, salientando-se que quanto mais próximo da superfície estiverem as sapatas, menores serão as profundidades em que se dissiparão as tensões no solo. Desta maneira, devido ao alto valor do Nspt encontrado junto à superfície, torna-se prudente, o assentamento a um 1,5m. Ressalta-se que, na procura de uma melhor resistência no solo de apoio é freqüente, a situação onde as sapatas fiquem submersas. Nestas situações, diversos autores, entre eles VARGAS (1968) e ROGÉRIO (1984), expõem que as pressões estimadas a partir de correlações, devam ser reduzidas pela metade na presença de água, tanto no emprego de ensaios SPT como CPT. Nesta condição, obtém-se sapatas onde as larguras variam de 0,65m a 1,80m, com largura média de 1,2m.

Conforme HACHICH et al. (1998), o bulbo de pressões de uma sapata atinge profundidades equivalentes a uma vez e meia a largura destas, assim o alcance das tensões variam a profundidades entre 1,00m e 2,70m. Entretanto, nesta edificação e de uma maneira geral, as cargas mais representativas encontram-se próximas a sua região central. Assim sendo, o principal problema previsto para este perfil - recalque por sobreposição de tensões - deve ser analisado para os pilares da extrema, nos quais, com largura máxima de 85cm verificam-se tensões a 1,30m abaixo das

sapatas. Esta condição representa a mobilização do perfil de solo a profundidades de 2,80m, para a implantação das fundações “críticas”, restando 3,20m de areia compacta sob a mesma.

Considera-se que o referido caso demonstra-se seguro mediante construções adjacentes similares, com sapatas espaçadas em pelo menos uma vez sua largura. No entanto, o incremento de cargas pode inviabilizar a utilização de sapatas de divisa, sendo necessário um estudo específico visando eliminar o problema da superposição de tensões.

6.2 FUNDAÇÕES NA UNIDADE PVg - RELEVO SUAVEMENTE ONDULADO

Esta unidade geotécnica é a de maior ocorrência em Florianópolis e a mais heterogênea dentre as apresentadas no subcapítulo 2.4. Dessa maneira, é prudente subdividir-se o estudo dos Podzólicos Vermelho-Amarelo em duas situações distintas, uma vez que a região representa o maior potencial para urbanização do município.

Deve-se lembrar que, no mapa geotécnico do município, esta unidade apresenta-se separada em PVg1 e PVg2, conforme o material de origem: Granito Ilha e Granito Itacorubi, respectivamente. No entanto, a divisão proposta para esta unidade baseia-se na alternância do relevo encontrada nos Granitos Ilha, tendo em vista, a maior ocorrência dos mesmos na região.

O primeiro perfil longitudinal em estudo nesta unidade é caracterizado a partir de um agrupamento de sondagens localizado no alinhamento da Avenida Osmar Cunha, no Centro de Florianópolis.

A implantação de fundações nesta unidade geotécnica segue a tendência da região central da cidade, na qual emprega-se uma edificação comercial com 12 (doze) pavimentos e mais um subsolo, sua estrutura é composta de 80 (oitenta) pilares que transferem ao solo cargas de 250kN até 6.400kN, onde a média destas cargas atinge 2.700kN.

6.2.1 Caracterização dos solos

Dentre os pontos importantes levantados para o perfil de distribuição dos solos abordado encontram-se:

- a) Relevo suavemente ondulado, localizado em cotas com quase 5m acima do nível do mar;
- b) A presença de uma camada superficial de argila arenosa com índice de resistência N_{spt} inferior a 7 golpes até o 5º metro de profundidade;
- c) A camada de solo subsequente é composta por silte-arenoso, cuja coloração amarela e a textura granular, confirmam a presença do substrato de granito. O número de golpes verificado nas sondagens SPT varia entre 7 e 25, até a rocha matriz, encontrada em profundidades superiores a 20m;
- d) Conforme SANTOS (1997), os solos desta unidade, com tais índices de resistência são característicos das regiões mais baixas, suscetíveis a maiores alterações pedogenéticas desde a sua formação. Este fato explica-se, pelo gradiente textural presente nos solos de granito (transição difusa de horizontes pedológicos). Além disso, os materiais desta unidade próximos ao mar podem apresentar estratos bastante heterogêneos, principalmente nos locais de transições com outras unidades como as Areias Quartzosas com sedimentos quaternários (AQsq1).

A seguir encontra-se o perfil de solos, obtido a partir dos cortes longitudinais, ou toposequências de ensaios SPT, anteriormente referidos.

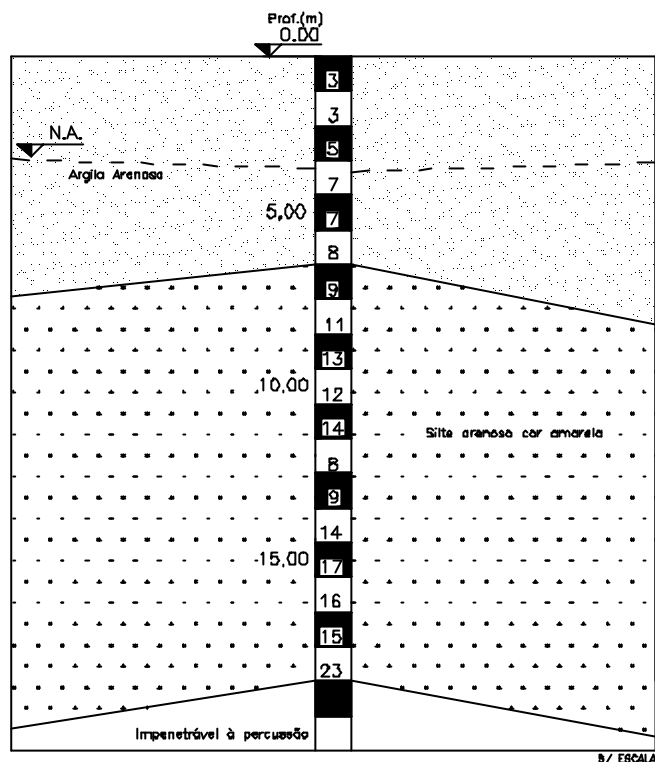


Figura 16 - Perfil longitudinal de distribuição dos solos junto a Av. Osmar Cunha, SANTOS (1997).

6.2.2 Escolha do elemento de fundação

A determinação do elemento de fundação nos perfis de solo, em relevos pouco ondulados da unidade PVg, deve ser bastante criteriosa. É recomendável proceder esta escolha conforme as características específicas a cada situação.

É importante enfatizar que, a necessidade de um rebaixamento significativo do lençol freático, pode afetar a resistência de pré-adensamento das camadas superficiais do solo. De um modo geral, SANTOS (1997), define o comportamento destes solos como drenado, favorecendo a transferência de cargas ao solo, principalmente, nos horizontes pedológicos “B” e “C”.

a) Sapatas

O emprego de fundações rasas é inadequado, mesmo com o alívio de pressões proporcionado pela retirada de material para a execução do subsolo, diferença entre 16kN/m^3 , peso específico aproximado para o solo e, 10kN/m^3 estimado por WOLLE et al. (1993) para estruturas convencionais sob carregamento pleno. A dificuldade em se encontrar pressões suficientes inviabiliza também o

emprego de um Radier. Dado o exposto, pode-se direcionar o emprego de fundações rasas sobre estes perfis estratigráficos a obras de menor porte.

b) Estacas pré-moldadas em concreto

Em regiões centrais o problema das vibrações pode ser preponderante no emprego destas estacas, podendo vir a prejudicar edificações mais antigas ou que apresentem uma infra-estrutura precária, para o atual estágio de urbanização. Este motivo torna inadequado também o uso de estacas Franki. Caso os distúrbios da fase de cravação não sejam críticos, pode-se optar pelas estacas pré-moldadas.

c) Estacas Escavadas

Nas situações onde não se desejam vibrações durante a execução, estas estacas são boas alternativas pelo processo de escavação mecânica. Neste sentido enquadram-se as estacas tipo Strauss, Hélice Contínua e as escavadas com o auxílio de lama. Todos estes elementos de fundação são exeqüíveis ao referido caso. No entanto, além da ponderação econômica, deve-se verificar através de investigações locais, a existência de lentes de argila mole (incomum ao perfil de solo em questão). Esta situação exige execuções cuidadosas, para as estacas escavadas, em virtude da continuidade do fuste.

d) Estacas Metálicas

A boa capacidade de carga proporcionada por estas estacas pode atingir grandes profundidades e serem aproveitadas em eventuais contenções, quando incorporadas a muros de arrimo. Além disso, a maior facilidade de mobilização frente às estacas escavadas, tornam este tipo de fundação propício para o caso em estudo.

Ratifica-se ainda, que esta solução apresenta-se isenta dos inconvenientes verificados nas estacas escavadas e pré-moldadas, como a presença de um lençol freático superficial e vibrações excessivas. Esses casos são preponderantes para terrenos em meio a áreas urbanizadas e justifica-se o seu emprego, embora com maiores custos por unidade de estaca.

6.2.2.1 Análise das Fundações em Estacas Metálicas

O projeto de Fundações por estacas Metálicas deve ser precedido de algumas considerações que apontem a melhor maneira de se otimizar o emprego das mesmas, neste sentido destaca-se que:

- a) A partir dos dados obtidos para o perfil de terreno em estudo, é possível utilizar-se a carga estrutural admissível das estacas, porque, o agrupamento de sondagens analisado, apresenta capacidades de suporte crescentes ao longo do perfil de solo. Neste caso, cabe ao projetista determinar a profundidade necessária à cravação de cada estaca, em função da área de influência dos furos de sondagem sobre o terreno específico;
- b) Para os casos em que as investigações locais apresentem camadas espessas de solo com resistência maior – resultados de SPT entre 20 e 30 golpes. Deve-se trabalhar com a possibilidade de cravação destas em profundidades menores, realizando uma estimativa para a capacidade de carga, incluindo a parcela resistida pelo atrito lateral;
- c) A utilização de perfis em trilhos conjugados, como por exemplo, “2 TR 37”, confere uma capacidade estrutural admissível de 600kN a cada um destes elementos. Dessa maneira, blocos compostos por cinco destes elementos seriam suficientes para a implantação de grande parte das fundações em questão. Entretanto, deve-se estudar outras alternativas, elaborando-se composições segundo a disponibilidade e o custo de diversas seções de perfis metálicos.

Para o detalhamento do projeto de fundação recomenda-se que os blocos de seis ou mais estacas sejam evitados para a maioria das fundações de um projeto. Além do fator econômico, o comportamento do conjunto com um maior número de estacas é diferente daquele de uma estaca isolada ou de grupos com até quatro estacas, conforme descrito no subcapítulo 2.9.3.

Por fim enfatiza-se a importância durante a execução de fundações profundas de um acompanhamento da profundidade de cravação “in loco”, uma vez que o laudo de sondagem fornece apenas dados pontuais. Assim sendo, mesmo quando

representativas, as sondagens podem omitir pontos em que a cravação do elemento de fundação não atinja a profundidade estimada pelo projetista. Nestes casos a capacidade de carga das estacas deve ser reavaliada para a profundidade alcançada, redimensionando-se as fundações nestes pontos.

6.3 FUNDAÇÕES NA UNIDADE PVg – RELEVO MUITO ONDULADO

O perfil em estudo é caracterizado por um corte longitudinal, localizado na quadra entre as ruas Hoepcke e Padre Roma, no Centro de Florianópolis. A ocorrência de perfis estratigráficos junto aos morros é significativa na unidade PVg. Assim sendo, a presente situação vem complementar o estudo quanto à viabilidade geotécnica para fundações nessa unidade.

A ocupação da região, onde se verifica um relevo fortemente ondulado, têm ocorrido de duas maneiras nesta unidade: edificações de grande porte e residenciais, nas quais experimenta-se implantar a infra-estrutura de uma edificação comercial com 11 (onze) pavimentos mais um nível de subsolo. Esta é composta de 98 (noventa e oito) pilares que transferem ao solo cargas de 170kN até 5.200kN, sendo que a média destas cargas atinge 1.400kN.

6.3.1 Caracterização dos solos

As principais características, dos perfis longitudinais de distribuição dos solos nesta região apontam para:

- a) Um índice de resistência N_{spt} entre 5 e 7 golpes do 1º ao 3º metro, profundidade, onde se encontra o horizonte “B”;
- b) O número de golpes verificado nas sondagens SPT é superior a 20 no horizonte “C”, sendo crescente com a profundidade;
- c) Os solos desta unidade podem ser encontrados poucos metros abaixo do topo dos morros, sob os Cambissolos de granito e acima dos Cambissolos de depósito de encosta;
- d) SANTOS (1997) afirma que: “Os solos das elevações na unidade PVg

apresentam recalques imediatos, os quais podem ser previstos e calculados a partir dos resultados dos ensaios em laboratório (compressão confinada). Estes solos não apresentam recalques por adensamento e os recalques secundários não são significativos. Nos solos porosos os recalques por adensamento não existem devido à alta permeabilidade. Se inundados, entretanto, podem apresentar recalques instantâneos por colapso estrutural desde que o material de origem não seja o granito”.

A seguir encontra-se o perfil de solos, obtido a partir dos cortes longitudinais, ou toposequências de ensaios SPT, anteriormente referidos.

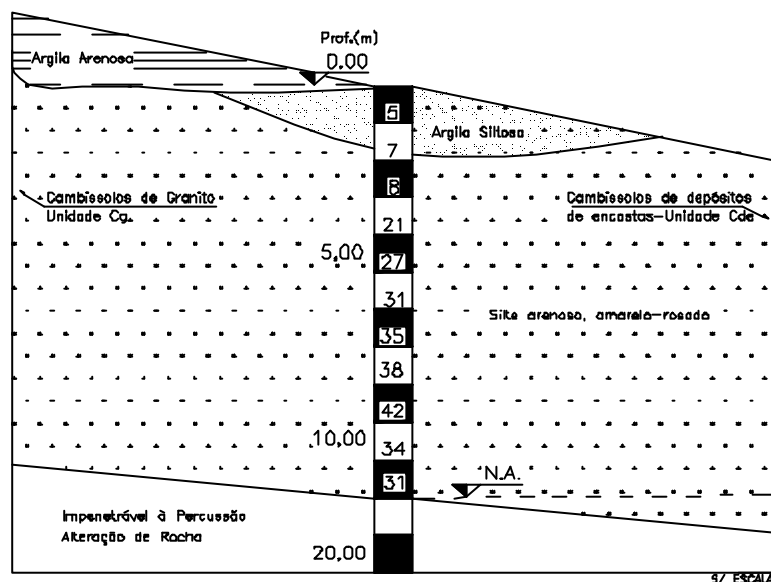


Figura 17 - Perfil longitudinal dos solos entre as R. Hoepcke e Padre Roma, Centro, SANTOS (1997).

6.3.2 Escolha do elemento de fundação

A boa capacidade de suporte dos perfis da unidade PVg localizados nos morros de Florianópolis deve ser muito bem aproveitada do ponto de vista econômico. Porém, as situações de edificações vizinhas e o controle para a contenção de taludes requerem cuidados especiais. De um modo geral, os solos de granito no horizonte “C” apresentam boa espessura para a execução de fundações, mas apresentam-se bastante erodíveis, quando desprotegidos do horizonte “B”.

As profundidades maiores em que se encontra o nível do lençol freático facilitam a execução das fundações. Contudo, é preciso que se tenha extremo cuidado na presença de falhas, freqüentes ao Granito Itacorubi, as quais contém materiais mais plásticos, menos permeáveis e argilosos, impossibilitando a percolação d'água. Como consequência ocorre o aumento das pressões neutras que reduzem a resistência ao cisalhamento.

a) Sapatas

A retirada de cerca de 3m de solo, para execução do subsolo, proporciona um alívio de tensões que é favorável à utilização de sapatas. Contudo, para o seu emprego, é de fundamental importância que se possa garantir a estabilidade de taludes localizados no perímetro do terreno, bem como o confinamento do solo de suporte das sapatas, mediante futuras escavações vizinhas. Neste caso, os recalques imediatos (em geral menos expressivos) seriam condicionantes, uma vez que se descarta a possibilidade de ruptura do solo devido as grandes dimensões das sapatas.

Tendo em vista a ausência de água, outra alternativa para edificações com cargas inferiores a 200kN seria a utilização de estaca broca. Para o caso de cargas ainda maiores, pode-se usar tubulões curtos, tornando a cota de assentamento ainda mais resistente neste perfil de solo residual, cuja resistência é crescente com a profundidade.

6.3.2.1 Análise das Fundações em Sapatas

A profundidade de assentamento das sapatas deve ser estipulada a partir da verificação do lençol freático e da pressão admissível necessária à edificação. Partindo deste princípio, recomenda-se solucionar o problema aprofundando as sapatas a estratos mais resistentes, pois dificilmente verifica-se a presença de água, nestas cotas. Esta definição pode sofrer variações em outros casos, conforme os resultados de sondagens específicas e em função das pressões necessárias à infraestrutura.

Com um peso específico de solo estimado em 16 kN/m³ e considerando aproximadamente 10kN/m³ para estruturas acabadas. Pode-se prever um alívio de

pressões a serem verificados nas fundações, onde para 3m de altura, referentes a um subsolo, determina-se que:

- ✓ $\gamma_{\text{solo}} \times \text{altura} = 16 \times 3 = 48 \text{ kN/m}^2$;
- ✓ $\gamma_{\text{estrutura}} \times \text{altura} = 10 \times 3 = 30 \text{ kN/m}^2$;

Desta forma, para pilares com áreas de influência média a cerca de 3,5x3,5m, temos que:

- ✓ $P_{\text{solo retirado}} = 48 \times 3,5 \times 3,5 = 588 \text{ kN}$;
- ✓ $P_{\text{subsolo est.}} = 30 \times 3,5 \times 3,5 = 367,5 \text{ kN}$;

Obtendo-se uma redução média de 200kN por pilar, conforme demonstrado acima, obtém-se os carregamentos para a estimativa da capacidade de carga e posterior dimensionamento das sapatas. Dessa forma, chega-se a um valor médio de 1.200kN e máximo de 5.000kN para os pilares da estrutura em questão.

Com o assentamento das sapatas a 2m de profundidade, sob o piso do subsolo, verifica-se um N_{spt} médio de 30 golpes, imediatamente abaixo da sapata, que segundo correlações, corresponde a seguinte pressão admissível:

- a) A NBR 6122 (1995), para argilas duras com N_{spt} entre 15 e 30 recomenda uma pressão admissível de 3,0kg/cm² para estes solos;
- b) Conforme a Norma Alemã DIN 1054 (1959) apud BERBERIAN (2001), recomenda pressões admissíveis de 3,0kg/cm² solos coesivos com $N_{\text{spt}} > 16$ golpes - lembra-se que o número de golpes no Brasil indicado por N_{72} deve ser multiplicado por 1,2 quando relacionado ao N_{60} (adotado nos E.U.A. e Japão);
- c) Para solos argilosos TERZAGHI E PECK (1953) apud BERBERIAN (2001), relacionam as pressões admissíveis com o N_{spt} e a consistência do solo. Segundo esta definição, a pressão admissível para o solo em questão está em torno de 5,0kg/cm²;
- d) BERBERIAN (1981) apud BERBERIAN (2001) define que para siltes arenosos a taxa admissível do terreno seja obtida através da expressão: P_{adm}

= $SPT/7,5$. Neste caso a pressão admissível almejada estaria próxima de $4,0 \text{ kg/cm}^2$;

- e) Segundo VARGAS (1982), quando o material for definido como silte pode-se adotar a seguinte relação: $P_{adm} = SPT/6$. Assim, a pressão admissível do solo seria de 5 Kg/cm^2 .

Com base nos valores acima, adota-se 4 kg/cm^2 , como taxa admissível de pressão no solo. A partir da estimativa da capacidade de carga do solo, obtém-se sapatas onde a área que satisfaz as cargas médias da edificação está em torno de $3,00 \text{ m}^2$, atingindo uma dimensão máxima de $3,55 \text{ m}^2$ de área, necessária à sapata mais solicitada.

Conforme a magnitude da edificação, pode-se realizar ainda, provas de carga através de ensaios de placa entre outros. Esta medida permite a confirmação das pressões estimadas, conferindo assim maior segurança à solução empregada.

6.4 FUNDAÇÕES NA UNIDADE HOsq

O terreno em estudo neste tipo de solo é caracterizado por um corte, elaborado por SANTOS (1997), que representa um mesmo perfil longitudinal de distribuição dos solos, localizado entre as Ruas Souza Dutra e Santos Saraiva, no bairro do Estreito, já na parte continental de Florianópolis.

Para estudo desta unidade geotécnica simulou-se a implantação das fundações de uma edificação comercial com um pavimento térreo e, estrutura composta de 33 (trinta e três) pilares, com carregamento entre 90 e 300kN, sendo que a carga média a ser transmitida ao solo atinge 200kN.

6.4.1 Caracterização dos solos

Dentre as principais características, levantadas nos perfis longitudinais de distribuição dos solos nesta região observa-se:

- a) A presença de uma camada superficial de argila orgânica, material bastante compressível com espessura aproximada de 6m, onde o número de golpes

verificado no ensaio SPT é próximo de 1;

- b) A camada de solo após o sexto metro de profundidade é constituída de um silte arenoso, com N_{spt} superior a 10 golpes;
- c) Estes materiais são predominantemente impermeáveis e, quando drenados, podem sofrer alteração em sua constituição, proporcionando recalques que se tornam mais rápidos com o tempo, podendo até desaparecer.

A seguir encontra-se o perfil de solos, obtido a partir dos cortes longitudinais, ou toposequências de ensaios SPT, anteriormente referidos.

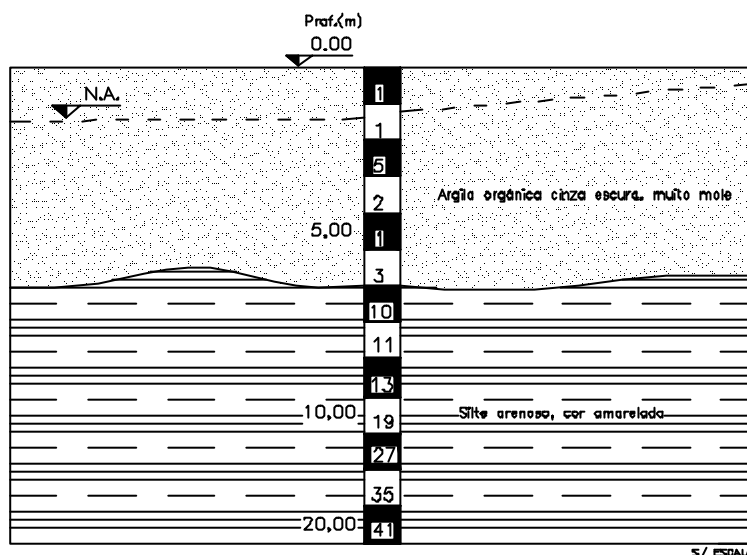


Figura 18 - Perfil longitudinal dos solos entre as R. Souza Dutra e Santos Saraiva, SANTOS (1997).

6.4.2 Escolha do elemento de fundação

A determinação do elemento de fundação para a unidade HOsq, em especial para o perfil longitudinal abordado, está condicionada ao cálculo de recalques para fundações superficiais, na medida em que a presença de matéria orgânica torna estes solos muito compressíveis.

Em edificações cujas solicitações forem um pouco maiores, ou na impossibilidade suportar recalques mínimos é necessário atravessar o estrato compressível. Diante desta situação, SANTOS (1997) destaca o grande potencial

das estacas pré-moldadas em concreto para a unidade em questão, sem carecer de outras investigações do solo. Estes casos podem ser previstos em regiões como a via de contorno da Base Aérea de Florianópolis - BAF cuja argila orgânica apresenta ao longo de 8m um único golpe para o ensaio SPT.

a) Radier

As fundações em Radier, ou nestas situações também definidas por flutuantes, apresentam-se como alternativa sob as solicitações propostas, entretanto necessitam de algumas das seguintes condições:

- ✓ Pré-adensamento da camada mole já comprovado, ou a ser executado por meio de aterros, quando houver disponibilidade de tempo, ou ainda através da retirada de parte do material superficial;
- ✓ Estimativa dos recalques e compatibilidade entre os mesmos e a estrutura;
- ✓ Homogeneidade verificada na resistência do material na profundidade de assentamento.

Este tipo de fundação existe em situação análoga, na cidade do México, onde são comuns Radiers sobre profundas camadas de uma argila muito compressível. Esta circunstância acarreta recalques significativos, porém, relativamente uniformizados pelos Radiers, conferindo estruturas “móveis” e seguras mediante controle constante. Neste sentido, salienta-se que a aplicação de Radiers sobre solos moles, torna-se mais interessante à medida que esta camada é maior, aumentando a profundidade necessária ao emprego de fundações profundas.

b) Sapatas

A considerável camada de solo compressível presente desde a superfície, em geral, elimina o emprego de fundações rasas por sapatas isoladas, devido à incapacidade em suportar o carregamento imposto pela estrutura sem conferir recalques diferenciais. Mesmo sob a possibilidade de uma razoável uniformização de tensões, as sapatas fatalmente precisariam de metade da área da construção, colocando-as em desvantagem frente aos Radiers.

c) Sapatas corridas

As sapatas corridas ou até mesmo alicerces comuns, são alternativas que se aplicam a simples sobrados e pequenas residências. Entretanto, além da qualificação do substrato deve-se verificar a compatibilidade com a concepção estrutural, em especial: o alinhamento entre pilares, geometria dos mesmos, presença ou não de vigas de baldrame, muros de arrimo, entre outros. Na ocorrência de estruturas com paredes portantes ou em alvenaria estrutural, estas fundações contínuas, devem ter sua aplicabilidade analisada, pois mesmo com carregamentos mais elevados no cruzamento de paredes, não se verifica a existência de cargas concentradas por pilares. Esta configuração coloca em desvantagem os elementos de fundação que transferem as cargas de forma “pontual”, pois necessitam de estruturas de concreto adicionais, acarretando maiores despesas para infraestrutura.

d) Estacas pré-moldadas em concreto

Em edificações residenciais de concreto armado, com solicitações iguais ou superiores às propostas, é a alternativa mais eficaz, principalmente, onde as sondagens não atinjam o impenetrável a grandes profundidades ou, onde o grupo de estacas atinja estabilidade frente às solicitações da estrutura. Nas situações em que a camada mole não tenha sofrido nenhum tipo de pré-carregamento, ou na presença de altos teores de matéria orgânica, as estacas pré-moldadas devem ser implantadas inclusive sob cargas menores. Ratifica-se que esta unidade apresentasse repleta de solos em regiões alagadiças, desabilitando assim quaisquer elementos de fundação profunda por escavação.

6.4.2.1 Análise das Fundações em Radier

A possibilidade de corte do terreno e/ou retirada de edificações antigas, assim como qualquer sobrecarga anteriormente aplicada ao terreno, deve ser sempre avaliada, pois este alívio de tensões proporciona um significativo incremento na pressão de pré-adensamento deste material, tornando-o estável sob estruturas com peso total semelhante ao do material retirado. Neste caso, denomina-se a fundação de flutuante, e a tensão admissível prevista para o solo pode ser definida por:

$$\sigma_{adm} = P_{tot} + P_{solo} / \text{Área do Radier}$$

Neste sentido, dentre as condições impostas para o emprego de Radier, resolveu-se trabalhar com a possibilidade da retirada de dois metros do material superficial (menos resistente), pois, além do alívio de tensões, permite um rebaixamento do lençol freático.

Outra alternativa para melhoria das condições da camada de solo compressível seria a execução de aterros provisórios, proporcionando sobrecargas, as quais aceleram o processo de adensamento. Entretanto, para que seja significativa, esta medida requer longos prazos nas construções.

Ainda com respeito à ocorrência de adensamento, VARGAS (1968) afirma que: “Qualquer camada de solo muito compressível elimina o lançamento em cota superior a esta camada, de qualquer fundação que transmita a ela pressões superiores a sua carga de pré-adensamento, a não ser que esta estrutura possa suportar os recalques que aparecerão por adensamento desta camada”.

A área em projeção para edificação em questão é retangular com dimensão de 7x32m, considerando 33 (trinta e três) pilares com carga média de 200kN. Obtém-se que a pressão máxima na qual o solo estaria submetido seria de 0,3Kg/cm². A retirada de material, considerando um peso específico de 16kN/m³, propiciou um alívio de 32kN/m², que equivale a 0,32Kg/cm².

BELL (1981) lembra que: “Na existência de área de terreno suficiente fora da projeção do prédio, pode-se estender o Radier para fora desta linha, permitindo que o carregamento total da superestrutura seja distribuído por uma área maior e conseqüentemente, aplicando pressões menores aos solos. Este tipo de laje deve ser limitado a um vão de balanço razoável, porém, geralmente, deverá apresentar espessura maior do que as outras partes do Radier”.

Conforme supracitado, verifica-se que as fundações são flutuantes para carregamentos iguais ou inferiores ao da edificação em questão, contudo, se houver a necessidade de reaterros ou cargas complementares posteriores a edificação, deve-se considerar a baixa resistência apresentada pelo solo investigado, de maneira similar à determinação das pressões admissíveis.

6.5 FUNDAÇÕES NA UNIDADE AQsq1

O terreno em estudo neste tipo de solo é caracterizado por um corte longitudinal, proveniente de um agrupamento de sondagens elaborado por SANTOS (1997). Estes resultados expõem os perfis de solo existentes entre o Terminal Rodoviário Rita Maria e a Passarela do Samba Nego Querido, com a particularidade da existência de um aterro sobre uma camada mole ainda em adensamento. Para estudo desta unidade geotécnica simulou-se a implantação das fundações de uma edificação comercial com 02 (dois) pavimentos, composta de 60 (sessenta) pilares com carregamento entre 150 e 580kN, onde a carga média a ser transmitida ao solo atinge 330kN.

6.5.1 *Caracterização dos solos*

Dentre as particularidades encontradas nos perfis de solos desta região destacam-se:

- a) A presença de uma camada superficial de areia fina com espessura variando entre 4 e 6m, com resistência média e N_{spt} em torno de 15 golpes;
- b) A camada de solo subjacente é constituída de argila orgânica, N_{spt} próximo de 1 golpe e com espessura de aproximadamente 10 m;
- c) As Areias Quartzosas hidromórficas da Baía Sul, devem ser analisadas com muita cautela e talvez até como perfis de solo específicos, pois este material encontra-se sob condições diferenciadas do restante da unidade mapeada.

A seguir encontra-se o perfil de solos, típico da Baía Sul, obtido a partir dos cortes longitudinais, ou toposequências de ensaios SPT, anteriormente referidos.

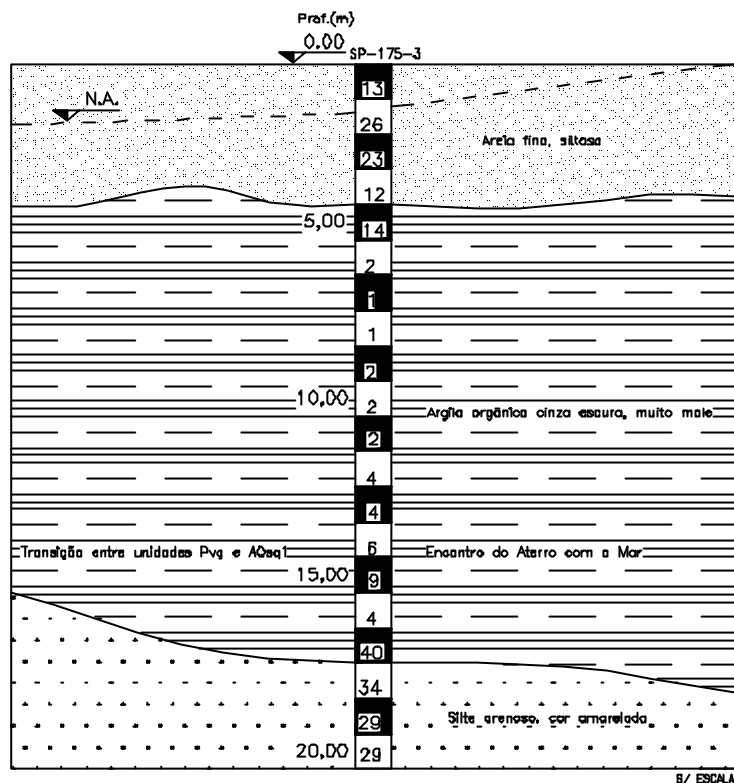


Figura 19 - Perfil longitudinal de distribuição dos solos no Aterro da Baía Sul, SANTOS (1997).

6.5.2 Escolha do elemento de fundação

A determinação do elemento de fundação adequado para obras na unidade geotécnica AQsq1, em especial na região do aterro da Baía Sul, proporciona divergências entre projetistas de fundações, requerendo atenção especial dos mesmos. O problema reside no estrato argiloso, típico de zonas de deposições sedimentares, em regiões costeiras, as quais tornam os solos da região suscetíveis a elevados recalques por adensamento. Estes fatores compõem um cenário geotécnico similar ao do estudo realizado junto à unidade PZsq. No entanto, esta situação se agrava com a imprevisibilidade dos recalques, principalmente a medida em que se aproximam do mar, visto que, as teorias de Mecânica dos Solos são estabelecidas para camadas moles confinadas lateralmente e os casos com sobrecargas de aterros, localizados junto à beira mar não proporcionam tal confinamento.

a) Sapatas

A execução de sapatas, ou outro tipo de fundação rasa deve ser vinculado a

condições que permitam amenizar de forma significativa, o problema eminente de recalques por adensamento da camada mole. Isto compreende aspectos diversificados, como por exemplo:

- ✓ Previsão dos recalques por adensamento ao longo do tempo;
- ✓ Análise da rigidez da estrutura e dos limites de recalques diferenciais confrontando-os com as deformações previstas em função da infra-estrutura e do adensamento existente, garantindo a funcionalidade da edificação;
- ✓ Estimativa quanto à interferência de bulbo de pressões na camada de solo compressível – este problema inviabiliza tecnicamente o suporte de cargas mais elevadas;
- ✓ Assentamento muito próximo à superfície.

b) Radier

Embora se deva contemplar a maioria dos aspectos acima relacionados para sapatas, o emprego de Radiers deve ser avaliado para as fundações propostas, pela vantagem em relação às sapatas, no que se refere à minimização de recalques diferenciais, principalmente no caso de Radiers em grelha, os quais apresentam maior rigidez. Em contrapartida, a propagação das tensões transferidas ao solo alcançará maiores profundidades, com possibilidade de gerar um incremento de carga, na camada de solo mole em adensamento.

É comum aos projetistas de fundações o aproveitamento de Radier, quando a área total estimada para a fundação por sapatas, ultrapassar a metade da área total da construção.

Devido a grande variação da maré, verificada nesta região, o cálculo de um Radier deve ser precedido de uma envoltória de esforços, que considere eventuais subpressões provocadas pela água.

c) Fundações Mistas

As fundações mistas compostas de Radier sobre estacas, quando bem avaliadas, representam boa alternativa, para o aproveitamento da resistência

superficial da camada de solo, empregando-se um número reduzido de estacas. Entretanto, sua escolha precisa ser ponderada, através de investigações locais específicas. O funcionamento em conjunto desta fundação permite que o Radier estabelecido na primeira camada de areia tenha os recalques minimizados pelo estaqueamento a ele incorporado.

As estacas “T” e “estapadas”, já não possuem o mesmo desempenho, pois necessitam de um enrijecimento considerável no nível das sapatas (vigas de baldrame com grandes seções e fortemente armadas), para minimizar os recalques diferenciais na estrutura.

d) Estaca Pré-moldada em concreto

Conforme já abordado para a unidade PZsq, as estacas pré-moldadas em concreto têm dificuldade em atravessar, com integridade, uma camada de areia compacta. As limitações quanto à diversidade de comprimentos e seções, em função do seu peso próprio e subsequente necessidade de emendas, conferem outro aspecto negativo para cravação a grandes profundidades. Todavia, em casos específicos cujas investigações locais indiquem sua viabilidade técnica, representam uma solução bastante econômica para a região em estudo.

e) Estaca pré-moldada cilíndrica vazada em concreto centrifugado – SCAC

Uma vez ultrapassada a camada de areia, as estacas centrifugadas demonstram boa qualificação técnica se comparada aos outros elementos de fundação profunda.

A necessidade de grandes comprimentos, para o perfil de solo em questão, evidencia a vantagem proporcionada pelo baixo peso das estacas, quando comparado as pré-moldadas com seção quadrada. Apresentam ainda, grande durabilidade se expostas à água do mar, devido à mínima presença de fissuras no concreto. Neste sentido, mesmo com a indisponibilidade local, é uma das fundações profundas mais adequadas a solicitações maiores, na referida região.

f) Estacas Raiz

Sob as condições demonstradas pelo perfil de solo, as estacas raiz podem proporcionar segurança quando injetadas somente na primeira camada de areia. Porém o ônus previsto para seu aproveitamento, justifica-se apenas em obras de maior porte, onde quase sempre devem alcançar a rocha, para aumentar a sua resistência na ponta. Assim, mesmo com toda a ressalva econômica, apresentam-se ao lado das estacas metálicas como boa opção para eventuais reforços de obras sobre estes perfis estratigráficos.

g) Estacas Metálicas

Apesar de representar um investimento relativamente alto, as estacas metálicas demonstram-se como solução apropriada, pela facilidade em atravessar o perfil em questão, minimizando a incidência de atrito negativo nas estacas, condição esta preponderante, sob carregamentos superiores ao proposto para a edificação acima.

6.5.2.1 Análise das Fundações mistas por Radier estaqueado

De um modo geral, um Radier projetado para uma edificação neste perfil de solo, apresenta um fator de segurança adequado à ruptura geral. Ainda, para cargas iguais ou inferiores a proposta, é provável que um Radier rígido aliado a uma previsão de recalques satisfaça a situação. Como solução alternativa para obras cujos recalques devam ser mínimos, ressalta-se a possibilidade de uma integração de Radiers flexíveis com perfis metálicos.

Conforme VASCONCELOS (2002), renomados projetistas de fundações, em obras convencionais, tem adotado apenas uma estaca por pilar, considerando sua atuação em conjunto com o Radier. Nestes casos, o dimensionamento da fundação torna-se análogo ao de uma fundação por sapata, sem o inconveniente da propagação de pressões a camada mole, e subseqüentes recalques diferenciais significativos à estrutura.

Destaca-se que nos casos em que, as estacas forem cravadas até atingir a “nega” praticamente nula, o elemento de fundação rasa não chega a funcionar, pois toda a carga do pilar ficaria aplicada somente na estaca, a qual sobrecarregada poderia romper em serviço. Isto se explica, em função da ausência de colaboração

da camada de solo superficial no processo de transferência de cargas. Para que isto não venha ocorrer, na prática, o acompanhamento da cravação por um profissional competente é de fundamental importância. Como procedimento recomendável, crava-se a estaca sem atingir a “nega”, com previsão de uma determinada capacidade de carga, inferior a estrutural destas estacas.

Nesta perspectiva, a profundidade de cravação do elemento de fundação profunda deve permitir pequenos recalques, que possibilitem a transferência de carga ao solo superficial, sem ocasionar maiores danos à estrutura. Em contrapartida, deve-se buscar um ponto de equilíbrio para que a infra-estrutura não fique sujeita a recalques, oriundos de atrito negativo nas estacas.

A carga resultante do atrito negativo é um fator que proporciona maiores despesas com estaqueamento. Nestas situações, indesejáveis tanto para fundações mistas quanto profundas, torna-se fundamental a estimativa dos recalques na edificação, além do emprego de procedimentos que minimizem os seus efeitos, dentre os quais, ALONSO (1989), destaca:

- a) Eliminar o contato direto do solo com a estaca, instalando-se as estacas após a cravação de tubos de maior diâmetro, limpando-se o solo dentro dos mesmos e instalando-se as estacas a seguir. Este procedimento não pode ser utilizado quando, além das cargas verticais, existirem cargas horizontais;
- b) Revestir a superfície externa da estaca com uma mistura betuminosa especial. Esta pintura deve ser feita com uma técnica que garanta uma espessura mínima de betume não removível, durante a cravação, pelo atrito com o solo;
- c) Instalar as estacas de modo que as mesmas possam recalcar com a mesma ordem de grandeza dos recalques na camada compressível;
- d) Empregar estacas de pequeno diâmetro para reduzir a área de contato com o solo;
- e) Utilização de estacas troncocônicas com a menor seção voltada para baixo, de modo que, a camada compressível se descole do fuste ao recalcar;

- f) Em outras situações em que a camada compressível não se encontre sob o processo de adensamento, é possível realizar um pré-carregamento da camada compressível antes da instalação das estacas. No entanto, este método só pode ser empregado, quando o cronograma da obra o permite, visto que este pré-carregamento deve ser mantido durante um certo tempo até que se processem os recalques preestabelecidos ao bom comportamento da estrutura.

Como uma alternativa à análise de Radiers estaqueados, POULOS E DAVIS, (1980) apud WOLLE et al. (1993) definem uma unidade básica para análise de Radiers estaqueados. Esta unidade consiste em uma estaca isolada ligada a uma seção circular de Radier, assente sobre a superfície do solo.

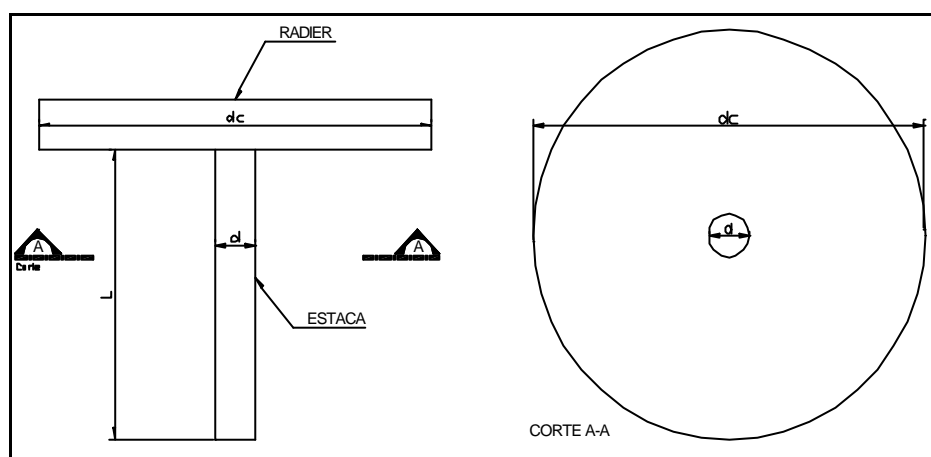


Figura 20 - Unidade de Radier estaqueado, definida por Poulos e Davis.

A consideração exposta, de unidade de Radier estaqueado, permitiu que os mesmos autores concluíssem que: “Para se reduzir os recalques é mais eficaz aumentar o espaçamento do que o número de estacas, pois este aumento atenua a interação entre as estacas do grupo”.

Com base no exposto, fica estabelecido que o uso destas fundações exige um investimento maior em pesquisas do subsolo a fim de estabelecer parâmetros adequados para a realização de um projeto confiável. No caso de obras com porte maior, justifica-se a realização de provas de carga com uma unidade de Radier estaqueado. No entanto, quaisquer edificações merecem atenção especial para o projeto e execução de suas infra-estruturas sobre estes perfis, tendo em vista, os

inconvenientes existentes seja para fundações rasas, mistas ou profundas.

6.6 FUNDAÇÕES NA UNIDADE SMsq

Para o estudo desta unidade geotécnica, utilizou-se a implantação das fundações de uma edificação multifamiliar, composta por 11 (onze) pavimentos mais um subsolo, localizada junto ao Mangue do Itacorubi. A referida estrutura é composta de 98 (noventa e oito) pilares, que transferem ao solo cargas de 170kN até 5.200kN, sendo que a média destas cargas atinge 1.400kN.

6.6.1 Caracterização dos solos

O terreno em questão caracteriza-se por solos de Mangue, com substrato de sedimentos quaternários (unidade SMsq), conforme mapeamento realizado por SANTOS (1997). No entorno desta unidade, geralmente encontram-se os solos de Gleis, (unidade Gsq).

As características que ratificam a classificação dos solos nesta unidade são as seguintes:

- a) A baixa capacidade de suporte verificada nas sondagens;
- b) Presença do lençol freático próximo à superfície em solos impermeáveis;
- c) Apresentam características de solos de Gleis, provenientes da unidade adjacente, como a presença de matéria orgânica em meio a uma argila mole acinzentada;
- d) Ocorrência próxima a terrenos alagados, com relevo plano, neste caso junto à desembocadura de um rio.

A figura a seguir apresenta um croqui do terreno e localização dos furos de sondagem realizados. A seguir desenvolve-se um perfil do terreno, a partir de dados fornecidos pelas Sondagens à Percussão realizadas no local.

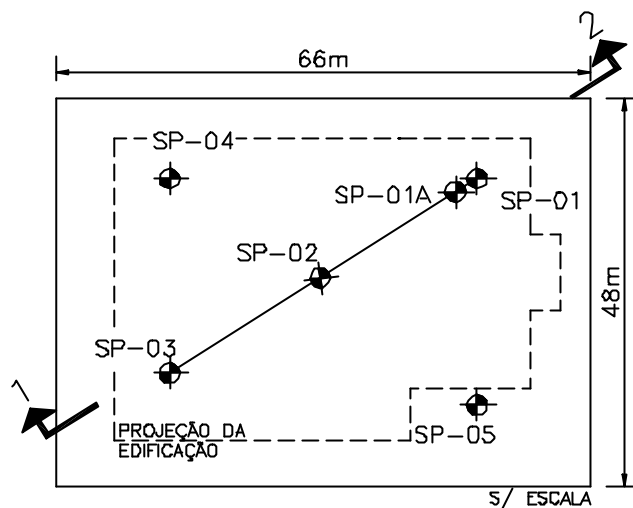


Figura 21 - Croqui de Localização das Sondagens à Percussão.

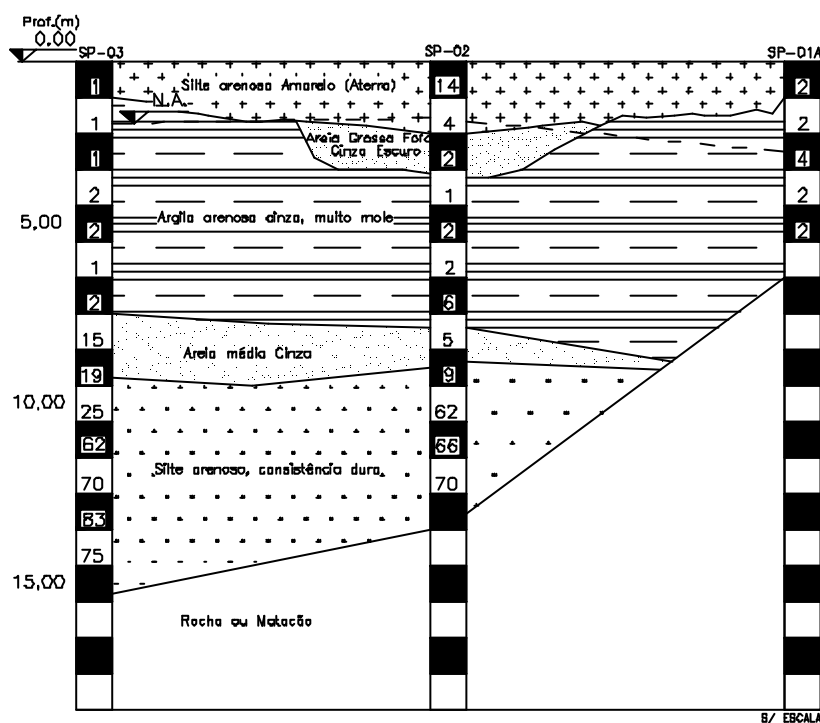


Figura 22 - Perfil de Sondagem à Percussão, corte 1-2.

Conforme apresentado pelo perfil de sondagem, o terreno apresenta uma camada de aterro com espessura de 1,0m. O nível d'água atinge uma profundidade média de 1,35m com variações até 0,50m.

6.6.2 Escolha do elemento de fundação

A determinação do elemento de fundação mais conveniente às fundações nesta unidade geotécnica, assim como na unidade que abrange os solos de Gleí (unidade Gsq), tem em seu favor a homogeneidade das características anteriormente abordadas, pois mesmo representando adversidades, não permitem a ocorrência de “surpresas”, indesejáveis, ao projeto e execução de infra-estruturas.

a) Sapatas

As cargas elevadas e a baixa capacidade de suporte da camada argilosa, presente no perfil em estudo, tornam inadequado o emprego de fundações rasas. Para obras de pequeno porte, este tipo de fundação pode ser implantado com êxito onde houver melhorias na condição do solo de origem, tais como camadas espessas de aterros em fase final de adensamento. Todavia, esta situação é objeto de estudos particulares, no que tange a análise de recalque e precaução visando o confinamento total destes solos. Outrossim, a camada compressível presente nos solos desta unidade, torna-o impróprio para o emprego deste elemento de fundação.

b) Estacas de madeira

As estacas de madeira não se apresentam apropriadas neste caso, pois mesmo que inicialmente estivessem submersas, estariam sujeitas ao apodrecimento com a variação do lençol freático. Além disso, a capacidade máxima de carga destas estacas, aproximadamente 300kN, torna seu emprego inviável aos pilares mais solicitados, devido ao grande número de elementos necessários.

De um modo geral, WOLLE et al. (1993) comenta que as estacas de madeira têm caído em desuso nas regiões urbanas, tendo em vista o aumento dos preços da madeira e a crescente facilidade no emprego de alternativas mais eficazes, como as estacas pré-moldadas em concreto, sendo que, este tipo de estaca apresenta-se viável, apenas em regiões mais afastadas, como florestas isoladas.

c) Estacas Broca

As estacas broca são soluções restritas a pequenas obras e de cargas reduzidas, tais como: edificações térreas, muros, galpões, entre outras.

d) Estacas pré-moldadas em concreto

As estacas pré-moldadas constituem alternativa tecnicamente viável, sejam estas adensadas pelo processo de vibração ou centrifugação, sendo necessário verificar sua viabilidade econômica, em função do comprimento previsto para cravação e os subseqüentes blocos estruturais. As estacas centrifugadas em concreto vazadas apresentam a desvantagem dos custos de mobilização, relativamente altos para nossa região se comparados com as pré-moldadas em concreto.

Na existência de obras vizinhas antigas, com fundações em sapatas ou estruturas em situação precária, deve-se estudar alternativas, tais como o emprego de estacas metálicas e estacas escavadas com lama bentonítica, visando minimizar as vibrações no processo de cravação.

e) Estacas metálicas

As estacas metálicas apresentam-se tecnicamente viáveis para esta situação. No entanto, procura-se utilizá-las apenas quando as demais alternativas não forem interessantes, ou em casos especiais como:

- ✓ Perfis de solo com grandes comprimentos de solos compressíveis;
- ✓ Necessidade de elevada resistência à flexão;
- ✓ Restrição quanto à vibração na cravação.

f) Tubulão

Os emprego dos tubulões fica restrito, devido ao elevado nível do lençol freático, que se encontra muito próximo da superfície, descartando também neste caso, o uso de estacas do tipo Strauss.

g) Estacas Franki

As estacas tipo Franki não se apresentam como boa alternativa para a situação proposta, porque o nível do lençol freático é muito superficial, prejudicando a eficiência e execução deste tipo de estaca. Além disso, a existência de uma camada de argila mole saturada, trás à tona o problema de estrangulamento do

fuste, mesmo empecilho que inviabiliza a utilização das estacas tipo Strauss e as escavadas em geral.

Um recurso que normalmente é utilizado para se empregar as estacas tipo Franki neste tipo de solo, é reforçar a armadura longitudinal. Existe ainda, a possibilidade de se reforçar a própria argila mole com o uso de areia. Todavia, este procedimento pode agregar custos adicionais, limitando as possibilidades da sua utilização.

h) Hélice Contínua

Neste tipo de solo, com baixa resistência, as estacas em hélice contínua podem representar sua ruptura e subsequente sobre-consumo de concreto, devido às altas pressões de injeção do material. Este aspecto negativo, além do fator econômico, também desabilita o emprego de estacas raiz.

6.6.2.1 Análise das Fundações em estacas pré-moldadas

A definição pelo emprego de Fundações em estacas pré-moldadas deve ser acompanhada de uma verificação da capacidade de carga do elemento empregado. Tendo em vista a grande ocorrência de projetos geotécnicos de fundações por estacas pré-moldadas, analisam-se abaixo, dois métodos de correlações bastante difundidos para a estimativa da capacidade de carga em fundações profundas, comenta-se ainda algumas indicações para que se conduza a definições corretas na elaboração de projetos:

- a) Considerando os resultados apresentados pelo furo de sondagem SP-02, para estacas com o mesmo diâmetro, por exemplo, 20x20cm tem-se que: estacas cravadas a profundidade de 10m, conferem capacidade de carga resistente de 360kN pelo método de Aoki e Velloso. Em contrapartida, segundo Decóurt e Quaresma este valor se reduz a 260kN, sendo que para ambos os casos a capacidade de ponta é predominante em relação ao atrito lateral;
- b) Estacas com diâmetro 20x20cm apresentam capacidade estrutural admissível para 300kN, segundo fabricantes locais;

- c) É adequado admitir, neste caso, pelo menos a capacidade estrutural da estaca como preponderante na determinação da resistência de cada elemento;
- d) Nesta perspectiva, julga-se que o método de Decourt Quaresma apresenta resultados inadequados para o perfil de solos em questão pois, com cargas admissíveis inferiores às das estacas, demonstra-se muito conservador para a situação em estudo;
- e) A profundidade adequada para cravação das estacas, está a cerca de dez metros. Contudo, esta profundidade deve variar no campo, conforme o perfil de solo, de maneira que se assegure a transferência de carga, predominantemente, pela resistência de ponta.

Finalmente, destaca-se que os solos desta unidade têm características que podem facilitar no processo de seleção de um elemento de fundação. Contudo, o dimensionamento das fundações deve implementar metodologias que melhor se adaptem as argilas encontradas nesta região, aprimorando os projetos geotécnicos de fundações.

6.7 FUNDAÇÕES NA UNIDADE Cg

À avaliação dos elementos de fundação nesta unidade geotécnica, refere-se a implantação de uma edificação multifamiliar, composta por 12 (doze) pavimentos, mais dois subsolos, localizada na rua Duarte Schutel no Centro de Florianópolis. A estrutura é formada por 58 (cinquenta e oito) pilares, transferindo ao solo cargas entre 350kN até 4.900kN, com solicitação média de 1.540kN em cada fundação.

6.7.1 Caracterização dos solos

O terreno é constituído de Cambissolos com substrato de granito (unidade Cg). Todavia, SANTOS (1997) considera os solos desta unidade como uma associação complexa, onde predominam os Cambissolos e os Podzólicos Vermelho-Amarelo com substrato de granito, apresentam dificuldades para a separação na escala de trabalho do mapa geotécnico.

As características predominantes para esses solos são as seguintes:

- a) Localização próxima ao topo dos morros;
- b) De uma maneira geral, a posição do nível do lençol freático encontra-se a grandes profundidades;
- c) Os solos têm coloração vermelha, com textura grosseira, fato que confirma o granito como material de origem.

A seguir apresenta-se um croqui do terreno com a locação dos pontos em que se realizaram as sondagens à percussão e um corte longitudinal, elaborado conforme as investigações realizadas no local.

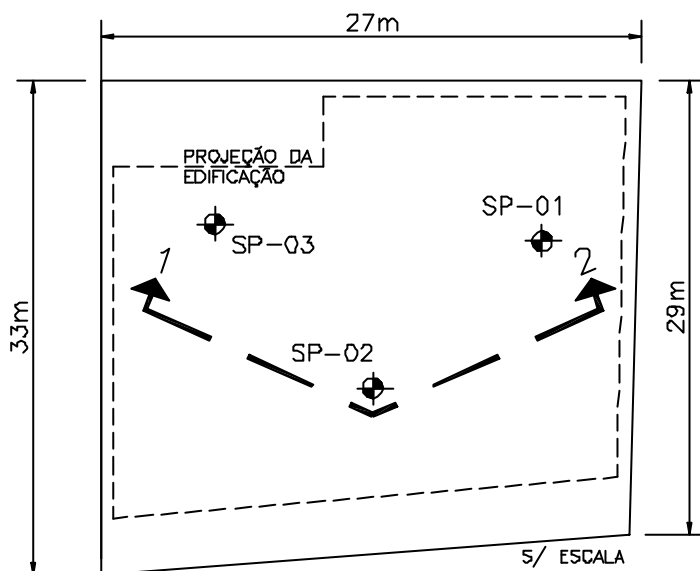


Figura 23 - Croqui de Locação das Sondagens à Percussão realizados no terreno.

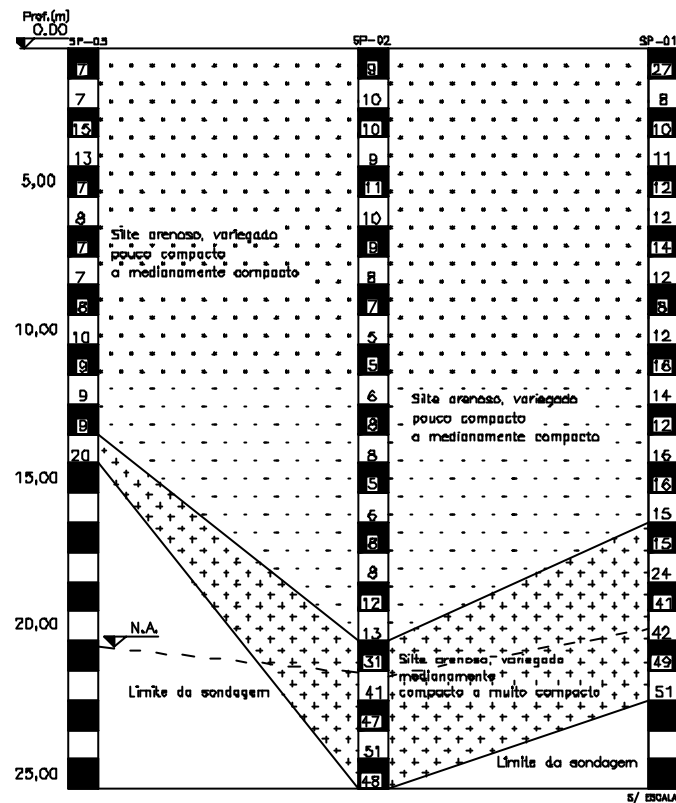


Figura 24 - Perfil de Sondagem à Percussão, corte 1-2.



Figura 25 - Perfil do terreno com escavações para o subsolo.

Destaca-se que o relevo deste terreno apresenta um desnível considerável, onde o furo de sondagem identificado por SP-02, situa-se na parte mais elevada do

mesmo, cerca de 3m acima dos outros pontos investigados. Portanto, a profundidade de corte do terreno foi maior em torno deste ponto, de tal forma que, a parte superior da sua infra-estrutura se estabeleça em um mesmo nível.

6.7.2 Escolha do elemento de fundação

Além da determinação do elemento de fundação para edificação proposta, torna-se apropriado também, abordar simples residências, na escolha das fundações nesta unidade. Tendo em vista que, na prática, com exceção do Centro de Florianópolis, a principal forma de ocupação verificada nos morros é de edificações residenciais com até 02 (dois) pavimentos.

Para quaisquer tipos de edificação e elemento de fundação empregado, é recomendável que se realize um estudo do comportamento das fundações vizinhas, principalmente, à medida que se intensifica a ocupação destas regiões, precavendo-se através de contenções de divisa junto aos subsolos, por meio de cortinas de concreto, entre outras.

a) Sapatas

As fundações superficiais têm seu uso restrito às edificações de pequeno porte, em função da baixa capacidade de carga deste perfil de solo. Na presente situação, verifica-se que a retirada de material, oriunda das escavações para execução dos subsolos, não representa um alívio suficiente de pressões para o emprego de fundações diretas como sapatas ou Radier.

b) Estacas Broca

Quando as pressões admissíveis estimadas para as fundações diretas não forem suficientes, o emprego das estacas tipo Broca ou Strauss pode representar uma alternativa viável para as edificações residenciais. Estes elementos de fundação profunda tornam-se exeqüíveis ao perfil do terreno em questão, frente à ausência de água a pequenas profundidades, não apresentando grande capacidade de suporte para contemplar edificações mais vultosas.

c) Estacas pré-moldadas em concreto

Apresenta-se como um elemento de fundação inadequado para o perfil de solo em questão. Isto se deve, a necessidade de um elevado número de estacas e grandes blocos de coroamento, apresentando-se compatíveis somente a menores solicitações.

d) Tubulão

As fundações por tubulão a céu aberto consideram-se como alternativa viável, devido a grande profundidade em que se encontra o nível d'água. Além disso, o solo em questão apresenta uma coesão significativa capaz de garantir a estabilidade das escavações.

A condição de suporte para as cargas da edificação em questão pode ser garantida a profundidades relativamente pequenas, uma vez que a previsão de dois níveis de subsolo, torna a camada de solo resistente mais próxima da cota de arrasamento dos tubulões. A exeqüibilidade de tubulões é definida por BERBERIAN (2001), em função da profundidade necessária ao assentamento dos mesmos:

Quadro 11 - Qualificação das profundidades de implantação dos Tubulões, BERBERIAN (2001).

Profundidade Ótima	< 8 metros
Profundidade Boa	Entre 8 e 15 metros
Profundo	Entre 15 e 25 metros
Muito Profundo	A partir de 25 metros

Outro fator favorável à execução deste elemento de fundação é o baixo investimento necessário para mobilização dos equipamentos, como verificado em estacas pré-moldadas e estacas escavadas tais como a hélice contínua.

6.7.2.1 Análise das Fundações em Tubulão

A principal dificuldade ao se projetar tubulões encontra-se na escolha da profundidade. Assim, em nível de anteprojeto, justifica-se o cálculo adotando-se uma tensão admissível nominal do terreno a determinada cota.

Segundo WOLLE et al. (1993), para o dimensionamento de tubulões, assume-se que a tensão admissível corresponda à tensão aplicada na base do tubulão. Desprezando-se a resistência por atrito lateral, responsável apenas pelo suporte do peso próprio do tubulão. VASCONCELOS (2002), considera que projetistas experientes possam estimar pressões no solo maiores para tubulões que em sapatas assentadas sobre as mesmas condições.

Neste sentido, assim como no caso de fundações diretas, pode-se estimar as dimensões necessárias a cada tubulão a partir das pressões de suporte verificadas junto as suas respectivas profundidades de assentamento.

Assim sendo, para o fuste de um tubulão isolado, considerando o carregamento médio de 1540kN, pode-se estimar sua dimensão através de:

- ✓ Em tubulões escavados a céu aberto, adota-se um $fcd = 0,5\text{kN/cm}^2$.
- ✓ $A_f = P/\sigma_{\text{concreto}} = 1540/0,5 = 3080\text{cm}^2 = \pi D^2/4$, resultando, $D_f = 62,6\text{m}$.

Como este diâmetro é inferior ao mínimo aceitável para escavação manual, utiliza-se, $D_f = 0,7\text{m}$.

Segundo BERBERIAN (2001), a profundidade ideal para o assentamento dos tubulões é aquela em que se encontra um número de golpes, entre 20 e 30, no ensaio SPT. Entretanto, em solos coesivos sem a presença de areia, é possível apoiar a base dos tubulões sobre solos com N_{spt} superior a 10 golpes.

Considerando-se um corte no terreno entre 8 e 11m, verifica-se a necessidade de tubulões com comprimentos variando de 6 a 11m, conforme apresentado no perfil de sondagem. Essas profundidades, segundo as correlações apresentadas no dimensionamento de sapatas, permitem a adoção de pressões admissíveis entre 3 e 5Kgf/cm², para o dimensionamento da base dos tubulões.

Os valores adotados para a capacidade de suporte do terreno, bem como, o perfil estratigráfico representado nas sondagens, deve ser cuidadosamente verificado no local, através da presença de um geotecnista experiente, avaliando a profundidade ideal para a transferência de cargas ao solo.

Nesta perspectiva, BERBERIAN (2001) alerta que: “Um projeto de fundações sem indicação estimada das profundidades, não pode ser considerado como um projeto, mas sim um anteprojeto. Um projeto que impõe uma profundidade fixa a ser seguida, sem prever eventuais nuances do terreno, as quais aparecem durante a execução, é incompetente e pode comprometer a segurança da obra”.

Para uma estimativa do diâmetro necessário à base alargada de um tubulão isolado, submetido ao carregamento médio imposto pela edificação, subscreve-se que:

- ✓ $P_{\text{médio}} = 1540\text{kN}$
- ✓ $\sigma_{\text{adm}} = 4,0\text{Kg/cm}^2 = 400\text{kN/m}^2$,
- ✓ $A_b = P/\sigma_{\text{adm}} = 1540/400 = 3,85\text{m}^2$;
- ✓ $A_b = \pi D^2/4$, de onde, $D_b = 2,21\text{m}$.

É importante ressaltar, com exceção dos blocos de coroamento, que o volume de dois tubulões é inferior ao de apenas um, para o mesmo carregamento. Esta vantagem torna-se ainda maior, se o fuste apresentar um grande comprimento. Ainda quanto ao dimensionamento do projeto geométrico destas fundações, deverá-se verificar a existência de excentricidades exageradas no carregamento da edificação, conforme prescrição da NBR6122/96, avaliando-se a ordem de grandeza média destes carregamentos. Devendo, neste caso, estabelecer condições, como o emprego de cintas de ligação, visando que estas excentricidades não prejudiquem o funcionamento das fundações.

Conforme as condições supracitadas, verifica-se que grande parte dos pilares da edificação pode se estabelecer sobre um único tubulão. No entanto, sob solicitações maiores deve-se realizar blocos de coroamento sobre mais de um elemento, interligando as bases destes quando possível, proporcionando geometrias diferentes, como de uma falsa elipse.

6.8 FUNDAÇÕES NA UNIDADE AQsq

As Areias Quartzosas com substrato de sedimentos quaternários (unidade

AQsq), são analisadas em um terreno específico localizado junto à Praia Brava no norte da Ilha. A presente situação trata da implantação das fundações de uma edificação multifamiliar, de 04 (quatro) pavimentos, padrão predominante na região. A superestrutura compõe-se de 58 (cinquenta e oito) pilares, cujo carregamento médio é de 440kN e as cargas mínimas e máximas são de 150kN e 820kN, respectivamente.

6.8.1 Caracterização dos solos

Dentre as principais particularidades referentes ao terreno e unidade geotécnica em questão, destacam-se:

- a) A presença de uma camada superficial de areia, com boa resistência, estas areias quartzosas são típicas das regiões mais planas da ilha;
- b) Estas areias quartzosas possuem uma estrutura solta, isenta de agentes que lhes confirmem alguma coesão, como os óxidos de ferro das rampas de dissipação (unidade AQrd). Neste rumo, estas areias só têm um bom desempenho, como solo de fundação, quando confinadas;
- c) O nível d'água encontra-se a uma profundidade que varia de 2 a 3m ao longo de todo o terreno;
- d) A presença de matacões e blocos de rocha com a proximidade da encosta do morro, linha entre os furos de sondagem SP-06 e SP-12.

A seguir apresenta-se uma caracterização do terreno obtida de ensaios SPT.

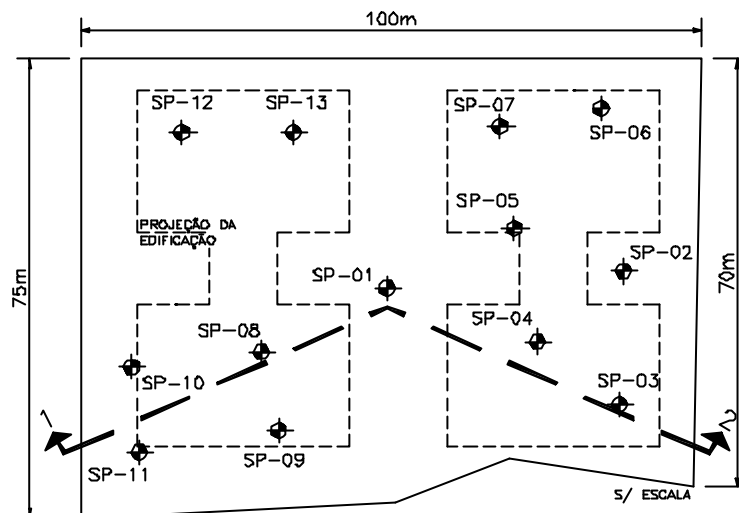


Figura 26 - Croqui de localização do terreno e dos furos de sondagem realizados.

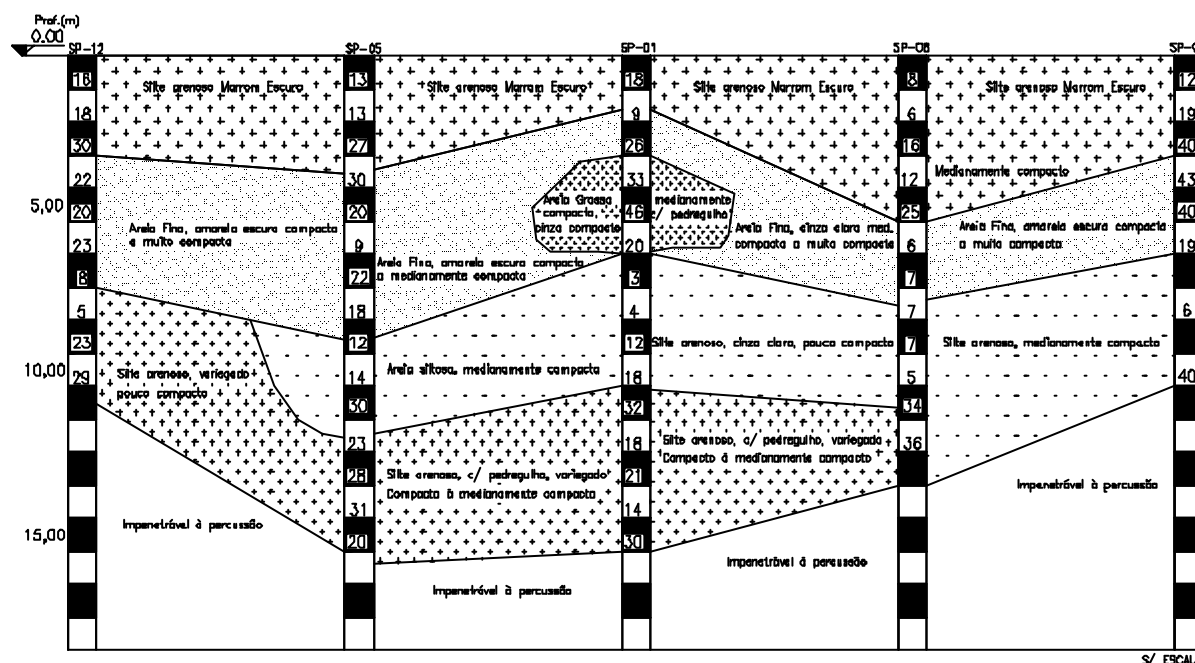


Figura 27 - Perfil de Sondagem à Percussão, corte 1-2.

6.8.2 Escolha do elemento de fundação

A escolha do elemento de fundação para este perfil torna-se pouco complexa pelas características expostas acima, tornando-se possível projetar infra-estruturas mais simples e menos onerosas, para estas obras.

a) Sapatas

No presente caso constata-se a possibilidade de utilizar fundações rasas em sapatas, uma vez que o perfil apresenta boa resistência em toda a extensão do terreno, com a ausência de camadas de solo compressíveis, minimizando a possibilidade de recalques. Isto se verifica na boa capacidade de suporte apurada nas investigações à percussão.

As sondagens de número SP-12, SP-13, SP-06 e SP-07, encontram-se junto à encosta do morro da Praia Brava. Esses resultados diferenciam-se dos demais, por apresentarem matacões e blocos de rocha junto à superfície do terreno. Contudo, a retirada deste material permite a perfeita execução deste elemento de fundação.

6.8.2.1 Análise das Fundações em Sapatas

Após uma escolha relativamente simples, procede-se a análise para estabelecer a profundidade de assentamento e a pressão admissível a ser adotada, por meio de correlações:

- a) Conforme a NBR 6122 (1995), para areias medianamente compactas, com N_{spt} entre 10 e 30 golpes e, siltes compactos entre 8 e 15 golpes, adota-se uma pressão admissível de $2,0 \text{ kg/cm}^2$ para o solo;
- b) A Norma Alemã DIN 1054 (1959) apud BERBERIAN (2001) recomenda pressões admissíveis de $2,0 \text{ kg/cm}^2$ para areia fina e média;
- c) TERZAGHI E PECK (1953) apud BERBERIAN (2001) desenvolveram um ábaco, para areias puras, em função do número de golpes SPT e da largura das sapatas, cuja pressão admissível para o solo em questão é de $1,5 \text{ kg/cm}^2$;
- d) MAYERHOF (1974) apud BERBERIAN (2001) propôs outra correlação para areias puras, de onde a pressão admissível almejada atinge $4,2 \text{ kg/cm}^2$;
- e) BERBERIAN (1981) apud BERBERIAN (2001) define que, para areias siltosas, a pressão admissível é obtida através da expressão: $P_{adm} = \text{SPT}/8$. Neste caso a pressão admissível almejada é próxima de $2,0 \text{ kg/cm}^2$;
- f) VARGAS (1981), também estima a pressão admissível através da expressão:

$P_{adm} = SPT/K$. Onde $K = 5$, para areias e $K = 6$, no caso de siltes. Assim obtém-se pressões entre 2,5 e 3,0kg/cm².

As correlações adotadas apontam pressões admissíveis em torno de 2,0Kg/cm², para profundidades de 1,5m. Embora se obtenha uma pressão admissível maior à profundidade de 2,5m recomenda-se o assentamento na profundidade de 1,5m, com a finalidade de se evitar a presença d'água e minimizar os custos com escavações. Aliás, considera-se satisfatória a pressão de 2,0kg/cm² à implantação destas sapatas. Uma vez que as mesmas necessitam de aproximadamente 0,75m² a 4,10m² de área para transmitir com segurança as cargas da estrutura ao solo.

6.9 FUNDAÇÕES NA UNIDADE Cde

Para uma abordagem prática dos Cambissolos de depósito de encosta (unidade Cde), utilizou-se de um laudo composto por 12 (doze) furos de sondagens à percussão, e 05 (cinco) de sondagens mistas. Estas investigações foram realizadas junto ao campus da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), no bairro Córrego Grande.

Sobre a área acima referida foram construídos dois blocos de ensino, compostos por 04 (quatro) pavimentos. Sua estrutura é formada por 90 (noventa) pilares que transferem ao solo cargas entre 400kN e 1300kN, sendo que a média destas cargas atinge 900kN.

6.9.1 Caracterização dos solos

A partir da análise dos documentos obtidos, salientam-se as seguintes características ao perfil estratigráfico em questão:

- a) O subsolo é constituído basicamente por uma camada superficial de aterro, material definido como silte arenoso, entremeado por entulhos diversos e com compactidade fofa;
- b) As sondagens conferiram uma classificação entre compacta e medianamente

compacta, para o material anteriormente referido, entretanto, como as mesmas devem ter sido baseadas no número de golpes, não se deve considerar esta classificação como verdade absoluta, tendo em vista a grande probabilidade do entulho ter influenciado o número de golpes do ensaio. Em alguns locais o subsolo tornou-se impenetrável à percussão, conforme o resultado do SP-12, apresentado no perfil de sondagem à percussão da figura abaixo. As amostras destes resultados confirmaram também a presença de pequenas pedras em meio ao entulho;

- c) A camada subjacente ao aterro é formada por uma argila arenosa muito mole a mole, altamente compressível, podendo gerar atrito negativo nas fundações que o atravessarem. De forma alternada, em alguns dos pontos investigados, no lugar da argila foram encontrados silte arenosos;
- d) Acima da rocha encontra-se um silte arenoso com pedregulhos, em alguns locais entremeados por areia;
- e) Além da presença de granito, as sondagens mistas acusaram a presença de lentes de argila altamente alteradas, junto ao diabásio;
- f) A presença de água pode ocorrer sazonalmente.

A seguir apresenta-se um croqui do terreno com a locação dos pontos em que se realizaram as sondagens à percussão e um corte longitudinal, elaborado conforme as investigações realizadas no local.

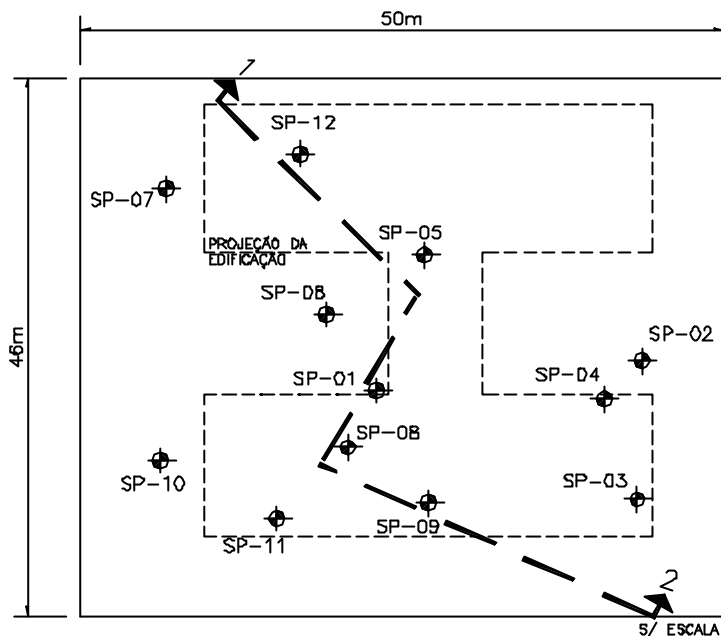


Figura 28 - Croqui de Localização das Sondagens à Percussão.

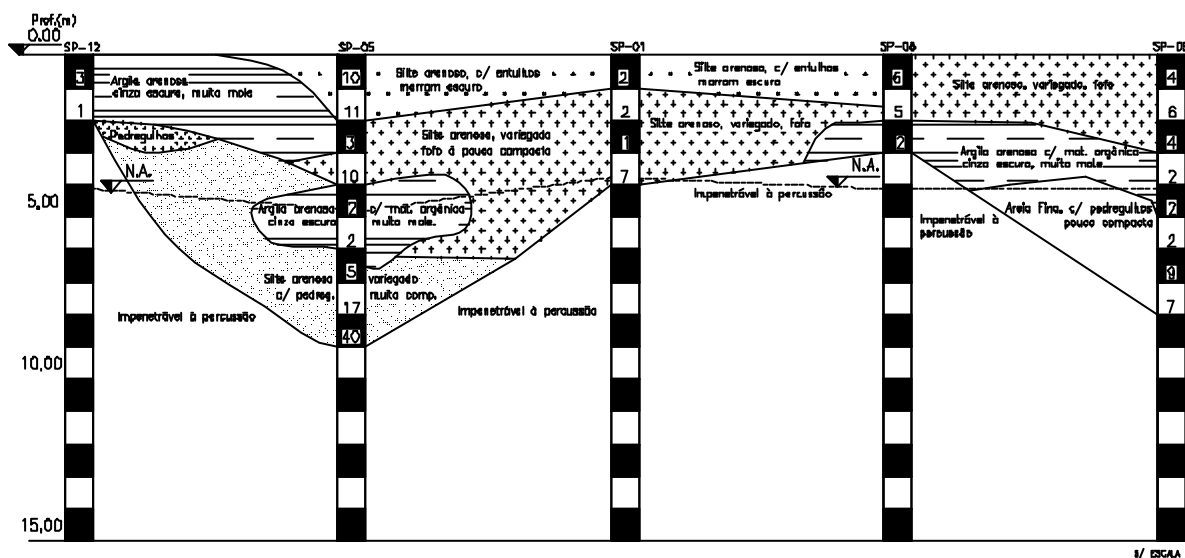


Figura 29 - Perfil de Sondagem à Percussão, corte 1-2.

6.9.2 Escolha do elemento de fundação

Segundo SANTOS (1997), os solos da unidade Cde, bem como na unidade Pde, não possuem boa drenagem, pois perderam sua estrutura porosa, de origem

pedológica, seja por escorregamentos ou, por compactação dos mesmos. A origem coluvionar destes solos é prenúncio de que se possa encontrar matacões e planos de ruptura nestes solos.

a) Sapatas

Na medida em que o projeto estrutural determina maior profundidade à implantação das infra-estruturas (por exemplo, através da presença de subsolos), aumentam-se as possibilidades de se utilizar sapatas. Isto porque, reduz-se o caminho dessas até a camada resistente. Contudo, a heterogeneidade da primeira camada de solo representa grande dificuldade ao aproveitamento de fundações rasas, inclusive Radiers, devido a grande variabilidade das pressões admissíveis, estimadas para uma mesma profundidade.

b) Fundações Mistas

A profundidade relativamente pequena, necessária para o emprego de fundações profundas, não justifica uma mescla no processo de transferência de cargas ao solo. Diante disso, define-se que uma vez verificada a impossibilidade da implantação de fundações rasas por sapatas deve-se estudar o aproveitamento dos elementos profundos isoladamente.

c) Estacas Strauss

Considerando o perfil de solo, as estacas Strauss têm boa aplicabilidade para solicitações relativamente baixas, por exemplo, com limite aproximado de até 800kN por apoio. Todavia, a ausência de água durante a cravação ainda é fundamental a execução deste processo.

d) Estaca pré-moldada em concreto

Devem ser empregadas somente na ausência de muitos matacões e pedregulhos, freqüentemente presentes nos perfis que compõem esta unidade geotécnica. Nesses casos, torna-se arriscado o emprego deste tipo de fundação, principalmente sob carregamentos iguais ou inferiores ao proposto, onde a capacidade de suporte limitada para estes solos, pode ser minimizada com

eventuais avarias nas estacas.

e) Tubulão

Além da deficiência executiva deflagrada pela presença de lentes de argila mole, os tubulões a céu aberto, teriam sua execução condicionada acima do nível d'água, ou abaixo quando for possível esgotar a água com o auxílio de bombas. Nesses casos, a necessidade de um eventual rebaixamento do lençol freático pode proporcionar dois inconvenientes, levantados por HACHICH et al. (1998):

- ✓ Volume de água a se esgotar, que é função da permeabilidade do solo e do desnível d'água, (conforme anteriormente abordado a primeira camada de solo não oferece boas condições de drenagem);
- ✓ Forças de percolação prejudiciais à estabilidade das paredes laterais do tubulão e, em especial, do alargamento da base.

Ainda que suplantadas estas dificuldades, ensaios de resistência ao cisalhamento demonstraram valores muito dispersos para a coesão destes materiais, SANTOS (1997). Desse modo, dificilmente os tubulões ficariam isentos de um revestimento, seja ele parcial ou total e irrecuperável.

f) Estacas Metálicas

São fundações pouco utilizadas em razão do alto custo. A necessidade de muitos elementos por apoio, atuando a profundidades variáveis, torna evidente também limitações de ordem executiva, sua utilização restringe-se às obras que exijam contenções especiais, onde poderiam servir de escoramento nos perfis de solos propostos.

g) Estacas Franki

Possuem a vantagem de minimizar os gastos com blocos de coroamento. Além disso, são muito versáteis frente à variação da profundidade da camada resistente, muito freqüente nos perfis de Cambissolos. Outro aspecto favorável é a facilidade encontrada pela estaca em se adaptar a eventuais planos de ruptura e suplantam matacões dispersos. Dessa maneira, tornam-se fundações adequadas, na

impossibilidade de executar-se fundações rasas.

Com base no exposto, coloca-se que, uma vez ponderados seus aspectos negativos, as estacas Franki suplantam na técnica e se equiparam economicamente as estacas pré-moldadas, para o referido caso. Esta prerrogativa torna-se mais incisiva, sob cargas mais elevadas, onde a dispensa de cortes e emendas, aliada ao menor comprimento total de estacas e blocos, conferem ponto econômico às estacas Franki.

6.9.2.1 Análise das Fundações por Estacas Franki

As cargas admissíveis adotadas rotineiramente no projeto de estacas Franki, podem sofrer pequenas reduções de até 15%, sob condições de subsolo bastante adversas (por exemplo, camadas de argila mole muito espessas), HACHICH et al. (1998). Nem por isso, a carga de trabalho destas estacas deixa de se apresentar elevada quando comparada a outras. Isto ocorre porque:

- a) A cravação com ponta fechada proporciona o isolamento do tubo de revestimento com a água do subsolo, fato que não acontece com outros tipos de estacas executadas com a ponta aberta;
- b) A base alargada proporciona uma das maiores resistências de ponta, dentre todos os elementos de fundação profunda;
- c) O apiloamento do concreto contra o solo, para formar o fuste da estaca, compacta o solo e aumenta o atrito lateral;
- d) A mesma compactação aumenta o diâmetro, conseqüentemente, a resistência na ponta das estaca sobre solos arenosos também aumenta. No caso de argilas, o apiloamento da base da estaca expelle a água da argila, a qual se mistura com o concreto seco, reforçando seu entorno.

Estas características permitem aumentar, em vez de reduzir, as cargas admissíveis usuais destas estacas, vide quadro a seguir, devido à contribuição do atrito lateral na maioria das situações. Todavia, HACHICH et al. (1998) limita este crescimento em 20%, e condiciona os projetos que se utilizam destes incrementos, para a realização de provas de carga, visando a confirmação dos parâmetros adotados.

Quadro 12 - Dados básicos para projeto em estacas Franki, HACHICH et al. (1998).

Diâmetro da estaca (cm)	30	35	40	52	60
Espaçamento mínimo (cm)	100	120	130	150	170
Profundidade máxima (m)	15	18	22	30	35
Carga Admissível Compressão (kN)	450	550	800	1300	1700
Carga Admissível Tração (kN)	85	100	130	240	270

No presente caso, com o intuito de que as pontas das estacas fiquem cravadas sobre solos com N_{spt} de pelo menos 20 golpes, estima-se que, o comprimento cravado para as mesmas, fique entre 3 e 8m de profundidade.

Tendo em vista, a pequena variabilidade de cargas e a simetria existente entre os pilares, optou-se por trabalhar com dois únicos diâmetros de estaca, 0,40m e 0,52m, com capacidade de carga entre 550 e 1060kN, respectivamente.

Ratifica-se esta escolha, pelo fato das linhas de pilares externos necessitarem de apenas uma estaca por bloco, conseqüentemente cintas de travamento em duas direções. Em contrapartida, os demais blocos possuiriam três ou duas estacas, precisando no máximo, uma cinta de travamento entre os blocos de duas estacas.

Destaca-se, ainda, a importância do processo de viabilização destas estacas, através de estudo iterativo entre os aspectos técnico e econômico. Considerando a indisponibilidade destas estacas no Estado de Santa Catarina, onde além da mobilização do equipamento, os custos para o emprego de elementos de fundação com diâmetros diversificados podem tornar as estacas Franki inviáveis. Neste sentido, verifica-se nas edificações assimétricas e/ou com grande variabilidade de cargas, a redução das vantagens supracitadas para o emprego das estacas Franki.

6.10 FUNDAÇÕES EM OUTRAS UNIDADES

Com o intuito de contemplar o estudo em todo o município de Florianópolis,

realiza-se aqui uma abordagem rápida a respeito da aplicabilidade de fundações nas outras as unidades geotécnicas.

6.10.1 Unidades Rg, Rd, Rr

Os solos litólicos apresentam-se subdivididos conforme o material de origem da rocha. Neste sentido destacam-se o granito para unidade Rg, diabásio na unidade Rd e o riolito unidade Rr.

Mesmo diante de boas condições de suporte, em geral verificadas nestas unidades, é importante que se verifique a presença de atitudes, fraturas, diques e afloramentos diversificados nestes maciços, adotando-se procedimentos que proporcionem às sapatas uma distribuição de pressão mais uniforme possível. Neste princípio, deve-se aprofundar as escavações até os horizontes “RA” ou “R”. Outras medidas cabíveis ao projetista, quando existir dúvidas referentes à natureza e a continuidade da camada impenetrável são: deslocar as fundações locadas sobre fendas, solicitar sondagens rotativas (mínimo de 5m) e realizar inspeções locais.

Dentre os inconvenientes existentes alerta-se para o problema da expansibilidade, provocado pela expansão de componentes argilosos na presença de água. Este fenômeno pode acarretar na desagregação total ou parcial da rocha, devido à pressão de expansão. A argila, responsável por esse problema, pode estar presente em descontinuidades do maciço rochoso, tendo grande ocorrência junto aos substratos de diabásio, (unidade Rd).

Enfatiza-se ainda, que a escolha por determinada fundação deve ser única, mediante todas as características investigadas junto ao terreno de fundação. Desta forma, descarta-se a possibilidade de se misturar dois ou mais elementos de fundação distintos, não importando heterogeneidade do perfil estratigráfico. Estas medidas implicariam em recalques diferenciais, salvo casos especiais, onde ensaios com provas de carga estabeleçam, de fato, as capacidades de carga das fundações empregadas, ou ainda, em estruturas onde haja uma junta de dilatação delimitando os diferentes elementos empregados nas fundações.

Existem casos nos quais, estruturas especiais e/ou a presença de maciços

alterados tornam as fundações por sapatas inadequadas. Por exemplo, em infra-estruturas de torres de transmissão, onde esforços de tração necessitam de elementos de fundações profundas como estacas raiz, entre outras.

6.10.2 Unidade AQrd

Em estado seco, as Areias Quartzosas com rampas de dissipação formam torrões resistentes, e quando confinadas apresentam boa capacidade suporte para fundações. Em contrapartida, na condição inundada estas areias representam o único material, dentre os abordados para a região, que podem apresentar problemas de colapsividade.

Quanto as possíveis fundações para esta unidade, considera-se uma escolha similar à realizada nas Areias Quartzosas com substratos de sedimentos quaternários, onde sapatas bem executadas podem estabelecer com segurança, a grande maioria das obras.

6.10.3 Unidade Gsq

Os solos desta unidade são argilosos e saturados, com características muito semelhantes aos solos de mangue e solos orgânicos. Nesta perspectiva, o potencial problema de recalque por adensamento, muitas vezes exige fundações profundas, sendo que as estacas pré-moldadas demonstram-se como principal solução às fundações nestes solos. Além desta, outras estacas cravadas podem ser empregadas como, por exemplo, perfis metálicos. As estacas escavadas e tubulões ficam alijadas, em função da argila mole e do lençol freático superficial.

SANTOS (1997) afirma que: “Nas situações em que a camada mole for muito espessa, e a camada resistente estiver a grandes profundidades, as fundações flutuantes (radians), são as mais aconselháveis. Isso ocorre nas regiões sedimentares, principalmente próximo aos Mangues e a beira de lagoas”.

6.11 SÍNTESE DOS RESULTADOS OBTIDOS

A partir da análise realizada, apresenta-se abaixo um quadro que delimita a aplicabilidade dos elementos de fundações abordados, com as unidades geotécnicas existentes no município. Enfatiza-se que, os resultados apresentados têm caráter indicativo no embasamento de projetos geotécnicos de fundações, considerando que, as dificuldades existentes na concepção de infra-estruturas, resultam da grande diversidade dos solos encontrados, não apenas na Ilha de Santa Catarina, mas em todo o país.

Quadro 13 - Quadro de aplicabilidade das fundações às unidades geotécnicas.

UNIDADES GEOTÉCNICAS	ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO													
	Sapatas	Radier	Est. Broca	Est. Madeira	Est. Strauss	Fund. Mistas	Est. Pré-mold.	Est. SCAC	Est. Raiz	Est. Metálicas	Est. Hél. Cont.	Est. Franki	Est. c/ lama b.	Tubulão
SMsq/Gsq	4	2	5	3	5	4	1	2	4	2	5	4	4	5
AQsq	1	2	4	4	4	4	3	3	3	4	4	4	4	4
AQrd	1	2	3	4	3	4	3	3	3	4	4	4	4	3
AQsq1	3	3	5	4	5	3	4	3	3	3	5	5	5	5

PVg Rel. suave	2	3	3	5	2	5	2	3	3	1	3	3	3	3
PVg Rel. ond.	1	3	2	5	2	4	3	3	4	4	4	4	5	2
Cg	3	4	2	5	2	5	4	4	4	4	4	4	3	1
Cde	2	3	5	5	4	4	3	3	3	3	4	2	3	4
HOsq	4	2	5	3	5	4	1	3	5	3	5	5	5	5
PZsq	2	3	5	4	5	4	3	3	3	2	5	4	4	5
Rg/Rd	1	4	3	5	3	5	5	3	3	5	5	5	5	3

Índices de aplicabilidade: 1 - Muito boa; 2 – Boa; 3 – Razoável; 4 – Ruim; 5 – Péssima.

Com base neste quadro constata-se que a região apresenta grande diversidade de soluções aos diferentes perfis geotécnicos encontrados. Neste princípio, cabe destacar o bom desempenho no uso das estacas pré-moldadas para os solos hidromórficos, justificando seu emprego em grande escala.

As estacas com riscos a integridade de fuste durante a execução, tais como as escavadas e hélice contínua, têm seu uso restrito a poucas unidades, bem como os tubulões, os quais apresentam-se vantajosos na ausência de água e na presença de materiais com determinado grau de coesão.

Existem situações onde há necessidade do emprego de elementos de fundação mais onerosos em primeira instância, tais como as estacas Franki e Metálica, conforme verificado no estudo de caso das unidades Cde e PVg (relevo suave), respectivamente.

Com referência a sapata confirma-se sua eficácia quando utilizadas em solos predominantemente arenosos, com boa resistência superficial, destacando-se as areias quartzosas e demais solos residuais. Os Radiers são alternativas para obras cuja funcionalidade não permita recalques diferenciais, ou quando utilizados sobre solos com baixa capacidade de suporte, onde são denominados como fundações flutuantes.

Para o caso de perfis estratigráficos como os existentes no Balneário de Canasvieiras e no aterro da Baía Sul, é importante enfatizar a necessidade de estudos mais aprofundados, estabelecendo respaldo necessário para a implantação

de infra-estruturas sobre as condições geotécnicas locais.

Por fim, destaca-se que os estudos de casos, acima desenvolvidos, utilizam-se de uma alternativa ao processo investigativo, a qual conforme observado, pode representar uma melhor qualificação dos dados obtidos. Dessa forma, na indisposição de se realizar ensaios complementares, os projetistas de estruturas de fundações podem se valer destas informações para projetar infra-estruturas sobre perfis de solo, os quais exijam soluções mais complexas.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

7.1 CONCLUSÕES GERAIS

No meio geotécnico, sabe-se que é tarefa quase impossível alcançar a perfeição nas investigações dos solos. Isto se deve, entre outros fatores, à indisponibilidade de recursos dispensada, em geral, nesta etapa da obra. Todavia, pode-se obter resultados suficientemente representativos, a partir da capacidade do engenheiro em incorporar as informações fornecidas pelo ambiente, ao projeto de fundações.

Os resultados de ensaios disponibilizados através do mapeamento geotécnico abordado, têm grande importância na obtenção de parâmetros físicos do solo como, por exemplo, “c” e “ ϕ ”. No entanto, essas informações têm relevância específica a cada situação, considerando que seu aproveitamento possibilitaria maior segurança no emprego de métodos teóricos, na determinação da capacidade de carga das fundações (principalmente sobre solos argilosos) em detrimento às correlações empíricas neste abordadas. Entende-se assim, que outras pesquisas específicas sejam necessárias para a complementação do assunto, avançando na obtenção de modelos ideais de projetos de fundações.

Os mapas geotécnicos tornam-se ferramentas ainda mais representativas, com o aumento das escalas de trabalho. Dentro da área analisada, existem outros trabalhos nestes moldes, com grande relevância não apenas no estudo das fundações, mas também a obras geotécnicas diversificadas. Dessa forma, as informações integradas em um mapeamento geotécnico, podem representar um banco de dados com grande significância ao planejamento e elaboração de projetos de fundações, bem como ao reforço de infra-estruturas problemáticas, contenção de escavações ou encostas, entre outras.

Dentre os processos de investigação do subsolo, o SPT é o mais difundido e representativo, seguido do ensaio CPT, para os solos predominantemente argilosos. Considera-se que a utilização de quaisquer ferramentas, não descarta a

necessidade das sondagens à percussão, pois em grande parte das situações, estas são suficientes para a concepção de infra-estruturas.

Os danos decorrentes de problemas nas fundações indicam a necessidade da qualificação do processo investigativo dos solos. Neste sentido, o conhecimento agregado a um mapeamento geotécnico, proporciona além de dados complementares, subsídios que permitem ao projetista uma melhor interpretação e segurança sobre as investigações já realizadas. O correto processamento destas informações, possibilita o refinamento das metodologias aplicadas na escolha e dimensionamento dos elementos de fundação, a cada projeto realizado na região.

Além do processo de reconhecimento dos solos de fundação, ressalta-se a importância de se construir de uma maneira eficaz, mesmo que para isto, sejam necessários maiores investimentos iniciais na obra. Considera-se tecnicamente que, o êxito para a implantação de qualquer elemento de fundação, encontra-se condicionado ainda a outros requisitos:

- a) O projeto geotécnico de fundações deve se apresentar bem detalhado, fornecendo entre outros elementos, as cargas atuantes, profundidade de cravação ou escavação dos elementos de fundação, pressão admissível adotada, posicionamento do nível d'água e indicação do solo a ser encontrado;
- b) A execução deve ser orientada por profissionais habilitados, efetuando-se ainda um controle de qualidade dos materiais empregados, sendo que quaisquer imprevistos e/ou dúvidas devem ser esclarecidas com o projetista.

Outro aspecto de grande importância, o qual merece levantamento específico mais apurado, é a comparação de custos praticados na região, pois se considera imprescindível a verificação da viabilidade de cada situação, com o intuito de se obter o respaldo necessário às decisões de ordem técnica, que um projeto de fundações exige.

Finalmente, pode-se constatar a fundamental importância do conhecimento adquirido, através da literatura e contribuições de docentes altamente qualificados, bem como, profissionais ligados à Engenharia Civil. Ressalta-se ainda que, o

assunto desenvolvido é quase inesgotável, conferindo um grande campo para novos trabalhos. Neste sentido, considera-se que esta obra, disponibiliza um acervo de grande relevância para consultas técnicas na sua área de abrangência.

7.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Levantamento de custo para projeto de fundações aplicáveis a cada situação, através da composição de todos os elementos empregados em cada solução.

Identificação da propagação de tensões na camada de solo mole, em perfis estratigráficos com uma camada superficial de areia compacta - com o intuito de melhor analisar a aplicabilidade de fundações em perfis como os encontrados no Balneário de Canasvieiras e no Aterro da Baía Sul.

Estudo das correlações aplicáveis e/ou elaboração de outras alternativas para o dimensionamento de fundações nos solos em estudo, a partir de parâmetros obtidos em cada unidade geotécnica.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGUIRRE Fernando e WERTHER Wanderley. **Introdução ao estudo das Fundações Profundas**. 1ª Edição. Rio de Janeiro-RJ, 1976.

ALBUQUERQUE, P.; MASSAD F.; CARVALHO D.; FERREIRA M.; **Comportamento à compressão de estacas escavadas, hélice contínua e hélice tipo ômega, em solo residual de diabásio**. Editora Nobre. Campinas-SP, 2001.

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Dimensionamento de Fundações profundas**. Editora Edgard Blücher LTDA. São Paulo-SP, 1989.

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Previsão e controle das Fundações**. Editora Edgard Blücher LTDA. São Paulo-SP, 1991.

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de Fundações**. Editora Edgard Blücher LTDA. São Paulo-SP, 1998.

ANDRADE Alysson R. e SANTOS Fabiano V. **Monitoramento de Recalques em Edificações**. Trabalho de Conclusão de Curso – Departamento de graduação em Engenharia Civil - UFSC, Florianópolis-SC, 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122 – Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro-RJ, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484 – Execução de Sondagens de simples reconhecimento dos solos**. Rio de Janeiro-RJ, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6489 – Prova de carga direta sobre o terreno de fundação**. Rio de Janeiro-RJ, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502 – Rochas e solos**. Rio de Janeiro-RJ, 1993.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036 – Programa de Sondagens para simples reconhecimento dos solos para**

fundações de edifícios. Rio de Janeiro-RJ, 1983.

BELL, Brian J. **Reinforced Concrete Foundations.** First Edition is published by arrangement with George Godwin, a division of Longman Group Limited, London, 1981.

BERBERIAN (2001), Dickran. **Engenharia de Fundações.** Editora UnB, 24ª Edição Experimental. Brasília-DF, 2001.

BUENO, B.; LIMA C.; ROHM S. **Capacidade de Carga de Fundações Rasas.** Editora Imprensa Universitária da Universidade Federal de Viçosa, 1985.

CALAVERA, José Ruiz. **Patologia de Estructuras de Hormigon Armado y Protensado.** Torreangulo Arte Gráfica S.A. Espanha, 1996.

CAPUTO, Homero P. **Mecânica dos solos e suas aplicações - Volume 1.** Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 6ª Edição. Rio de Janeiro-RJ, 1996.

CAPUTO, Homero P. **Mecânica dos solos e suas aplicações - Volume 2.** Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 3ª Edição. Rio de Janeiro-RJ, 1974.

DAVISON DIAS, R. **Proposta de metodologia de definição de carta geotécnica básica em regiões tropicais e subtropicais.** Revista do Instituto Geológico, São Paulo-SP, v. especial, 1995.

DAVISON DIAS, R.; VALENTE A.; STRIEDER A.; KOESTER E.; FILHO C.; BASTOS C.; KOPPE J. **Definição de Agrupamentos Geológicos para fins de mapeamento geotécnico em Porto Alegre-RS.** 3º Simpósio Brasileiro de Cartografia Geotécnica, Florianópolis-SC, 1998.

GUERRA, Antônio T. **Dicionário Geológico-Geomorfológico.** 5ªEd. IBGE. Rio de Janeiro, 1968.

HACHICH, W.; FALCONI F.; SAES J.; FROTA R.; CARVALHO C.; NIYAMA S. **Fundações - Teoria e Prática.** ABMS/ABEF, Editora PINI, 1996.

LIMA, José C. Porto **Prospecção Geotécnica do subsolo.** Livros técnicos e científicos editora S.A. Rio de Janeiro-RJ, 1979.

LOGEAIS, Louis. **Patologia de las Cimentaciones**. Editora Gustavo Gilli S.A. Barcelona-Espanha, 1984.

MELHADO, S.; SOUZA U.; BARROS M.; FRANCO L.; HINO M.; GODÓI E.; HOO G.; SHIMIZU J.; **Tecnologia da construção de Edifícios – Fundações**. Apostila da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Construção Civil, 2002.

MORAES, M. da Cunha. **Estruturas de Fundações**. Ed. Mc Graw Hill do Brasil, 3ª edição - São Paulo-SP, 1976.

OLIVEIRA FILHO, Ubirajara M. **Fundações Profundas**. Editora D.C. Luzzatto LTDA. 2ª edição – Porto Alegre-RS, 1985.

OLIVEIRA J.B., JACOMINE P.K.T., CAMARGO, M.N. **Classes Gerais dos Solos do Brasil – Guia auxiliar para seu reconhecimento**. UNESP – São Paulo-SP, 1991.

PADARATZ, Ivo José. **Notas de aula – Patologia das Edificações**. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis-SC, 2000.

ROGÉRIO, Paulo Ricardo G. **Cálculos de Fundações**. 1ª edição - São Paulo-SP, 1984.

SANTOS, Glaci Trevisan. **Integração de Informações Pedológicas, Geológicas e Geotécnicas aplicadas ao uso do solo urbano em Obras de Engenharia**. Tese (Doutoramento) – UFRGS. Porto Alegre, 1997.

SCHNAID, Fernando. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. Oficina de Textos. São Paulo-SP, 2000.

SILVA, Denise A., **Notas de Aula – Patologia das Construções**. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis-SC, 1998.

SIMONS, Noel. **Introdução a Engenharia de Fundações**. Editora Interciência. Rio de Janeiro-RJ, 1981.

SPERNAU, Wilson. **Notas de aula – Estruturas de fundações**. Universidade

Federal de Santa Catarina, Florianópolis-SC, 1998.

TSCHEBOTARIOFF, Gregory P. **Fundações Estruturas de Arrimo e Obras de Terra**. Ed. Mc Graw Hill do Brasil, Ltda, 1978.

THOMAZ, Ércio. **Trincas em Edifícios – Causas, Prevenção e Recuperação**. IPT/EPUS/PINI, São Paulo-SP, 1989.

THOMAZ, Ércio. **Tecnologia, Gerenciamento e Qualidade na Construção**. IPT/EPUS/PINI, São Paulo-SP, 2001.

VARGAS, Milton. **Manual do Engenheiro Globo – 4º Vol**. Editora Globo S.A., 3ª edição, Porto Alegre-RS, 1968.

VARGAS, Milton. **Fundações de Edifícios**. Escola politécnica da universidade de São Paulo, 2ª edição, São Paulo-SP, 1982.

VASCONCELOS, Augusto C. **O Concreto no Brasil: Pré-fabricação– Monumentos – Fundações**. Volume III. Livros Studio Nobel Ltda., São Paulo-SP, 2002.

VERCOZA, E.J., **Patologia das Edificações**. Editora Sagra, 1ª ed., Porto Alegre-RS, 1991.

ZANETTE C.P., ABREU D.G., **Patologia de Fundações**. Trabalho de Conclusão de Curso – Departamento de graduação em Engenharia Civil - UFSC, Florianópolis-SC, 2002.

WATANABE, Roberto. www.ebanatow.com.br/roberto/patologias/trincas.htm

WOLLE, C.M.; BOSCOV M.E.G.; MARZIONNA J.D.; MELLO L.G.S.; KOCHEN R.; NEME P.A.; NADER J.J. **Fundações – Exercícios Resolvidos**. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – Departamento de Estruturas e Fundações, 1993.

YAZIGI, Walid. **A técnica de Edificar**. Editora PINI – SindusCom/SP, São Paulo, 1997.

